



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS
Y MATEMÁTICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE COMPORTAMIENTO
ESTRUCTURAL EN LOS EDIFICIOS: HOSPITALIZACIÓN 2, C.
OBSTETRICIA, C. QUIRÚRGICO, MÉTODO TRADICIONAL
(NEC-11, CEC 2002) VS MÉTODO CON AISLACIÓN SISMICA
DE BASE (NCH-2745).**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

OPCIÓN ESTRUCTURAS

AUTOR: ORBEA LEÓN CRISTIAN XAVIER

TUTOR: ING. JUAN CARLOS MOYA

Quito - Ecuador

2014

Dedicatoria

A mi amada hija Vasti Anahí que ha sido el impulso a lo largo de mi carrera que con su sonrisa ha iluminado mi vida y hace mi camino más claro.

A mis padres porque ellos siempre estuvieron a mi lado brindándome amor, apoyo y sus consejos para hacer de mí una mejor persona.

A mis hermanos y a mi sobrina, por sus palabras y compañía.

Cristian Xavier

Agradecimiento

A Dios por bendecirme, para llegar hasta donde he llegado, he hiciste realidad este sueño anhelado.

A la Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería Ciencias Físicas y Matemática, que a través de mis profesores contribuyeron a mi aprendizaje de bases que me servirán en mi vida profesional.

A mi Familia y amigos que siempre creyeron en mí y estuvieron en todo momento brindándome su apoyo incondicional.

Cristian Xavier

AUTORIZACIÓN DE LA AUTORIA INTELECTUAL

Yo, ORBEA LEÓN CRISTIAN XAVIER en calidad de autor del trabajo de investigación o tesis realizada sobre “ANÁLISIS COMPARATIVO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN LOS EDIFICIOS: HOSPITALIZACIÓN 2, C. OBSTETRICIA, C QUIRÚRGICO, MÉTODO TRADICIONAL (NEC-11, CEC 2002) VS MÉTODO CON AISLACIÓN SÍSMICA DE BASE (NCH-2745)”, por la presente autorizo a la UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR, hacer uso de todos los contenidos que me pertenecen o parte de los que contiene esta obra, con fines estrictamente académicos o de investigación.

Los derechos que como autor me corresponden, con excepción de la presente autorización, seguirán vigentes a mi favor de conformidad con lo establecido en los artículos 5, 6, 8, 19, y demás pertinentes a la Ley de Propiedad Intelectual y su Reglamento.

Quito, Día 18 de Septiembre del 2014

A handwritten signature in blue ink on a light-colored background. The signature is stylized and appears to read 'CRISTIAN ORBEA L'.

ORBEA LEON CRISTIAN XAVIER
CI: 172192559-0

CERTIFICACIÓN

En calidad de Tutor del proyecto de investigación: “ANÁLISIS COMPARATIVO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN LOS EDIFICIOS: HOSPITALIZACIÓN 2, C. OBSTETRICIA, C QUIRURGICO, METODO TRADICIONAL (NEC-11, CEC 2002) VS METODO CON AISLACION SISMICA DE BASE (NCH-2745)” presentado y desarrollado por el señor: ORBEA LEÓN CRISTIAN XAVIER, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, considero que el proyecto reúne los requisitos necesarios.

En la ciudad de Quito, a los 18 días del mes de Septiembre del 2014.

Atentamente:

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Juan Carlos Moya', is written over a horizontal line on a light-colored background.

Ing. Juan Carlos Moya Mg. Sc.

INFORME SOBRE LA CULMINACIÓN DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN

TÍTULO “ANÁLISIS COMPARATIVO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN LOS EDIFICIOS: HOSPITALIZACIÓN 2, C. OBSTETRICIA, C QUIRURGICO, METODO TRADICIONAL (NEC-11, CEC 2002) VS METODO CON AISLACION SISMICA DE BASE (NCH-2745)”

TUTOR: ING. JUAN CARLOS MOYA HEREDIA Mg. Sc.

FECHA: 18 de Septiembre de 2014

1. Antecedentes:

La Directora de la Carrera de Ingeniería Civil solicita el informe previo a la aprobación por Consejo Directivo de la Facultad, Sobre el plan de trabajo de graduación para obtener el título de Ingeniero Civil presentado por el señor ORBEA LEÓN CRISTIAN XAVIER titulado “Análisis comparativo de comportamiento estructural en los edificios: hospitalización 2, c. obstetricia, c quirúrgico, Método Tradicional (NEC - 11, CEC 2002) vs Método con aislación sísmica de base (NCH - 2745)”

Con oficio FI-DCIC-2014-370 del 02 de mayo de 2014. La Directora de la Carrera de Ingeniería Civil en base a los informes favorables de los ingenieros miembros de la comisión, AUTORIZA la correspondiente denuncia de tesis y ordena al suscrito que en calidad de TUTOR, analice, dirija y oriente el trabajo y al concluir emita un informe.

2. Desarrollo del trabajo de graduación:

Para dar cumplimiento a las tareas encomendadas se procedió a organizar la ejecución del trabajo y el graduando bajo mi supervisión realizó las siguientes actividades:

- Desarrollo de investigación bibliográfica necesaria para la ejecución del Trabajo de Graduación, su contenido básicamente en normas relacionadas con el tema propuesto y estándares adicionales para el diseño de los edificios.
- Analizó los planos arquitectónicos de los edificios para reunir la información preliminar e iniciar el estudio de las estructuras convencionales.
- Realizó los modelos computacionales en el paquete Etabs 9.7.2 para los análisis y diseños de las estructuras convencionales, tomando en cuenta al Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.
- Estudió los métodos de análisis y diseño de sistemas de aislación sísmica de base, siguiendo los lineamientos de Norma Chilena de Construcción NCh- 2745 -2003 (Análisis y diseño de edificios con Aislación Sísmica – Requisitos); los mismos que se modelaron en el paquete Etabs 9.7.2; en esta instancia se toma como referencia el método propuesto por el Dr. Roberto Aguiar Falconí.
- Obtenidos los resultados procedió al análisis comparativo entre los diferentes modelos de estructuras identificando las semejanzas y diferencias generales al utilizar el paquete Etabs, adicionalmente se verificaron los valores de secciones transversales, cantidades de refuerzo y factores complementarios debido a los diferentes diseños ejecutados.
- Conjuntamente a la ejecución de las actividades previamente indicadas, el graduando redactó la memoria

del Trabajo de Graduación, la cual fue revisada y corregida analizando: el contenido, el estilo y forma; cumpliendo con las exigencias de la redacción académica.

3. Conclusiones:

Se determinan las siguientes conclusiones generales:

- Los objetivos planteados e cumplieron al 100%
- Se logra de manera satisfactoria la implementación del paquete Etabs 9.7.2 en el modelamiento de edificaciones que posean sistemas de aislación basal.
- Desde el punto de vista del diseño estructural las edificaciones con sistemas de aislación de base presentan notorias ventajas frente a las edificaciones convencionales.

4. Recomendación:

- Es necesario que La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central cuente con equipos especializados en donde se puedan elaborar modelos físicos a escala natural de los aisladores sísmicos, de esta forma se logrará implementar en nuestro país este tipo de edificaciones.

Atentamente:



Ing. Juan Carlos Moya Mg. Sc.



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
DIRECCIÓN

Oficio FI-DCIC-2014 -**930**
Quito DM., 22 de septiembre de 2014

Ingenieros
ERNESTO PRO
PAOLA VILLALBA
PROFESORES, CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
Presente

Cordial saludo:

Ref. : Calificación - Lectores

Cúmpleme comunicar a ustedes que han sido designados LECTORES del Trabajo de Graduación que versa sobre: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN LOS EDIFICIOS: HOSPITALIZACIÓN 2, C. OBSTETRICIA, C QUIRÚRGICO, MÉTODO TRADICIONAL (NEC-11,CEC 2002) VS MÉTODO CON AISLACIÓN SÍSMICA DE BASE (NCH-2745) ", previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL, presentado por el señor:

ORBEA LEÓN CRISITIAN XAVIER

a fin de que se sirvan emitir la CALIFICACIÓN respectiva, en el formulario que les remito anexo al presente.

Atentamente,

ING. SUSANA GUZMÁN R., MSc.
DIRECTORA, CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Anexo: formulario
SG/ dca-149

Ciudadela Universitaria - Telf: 2236987 Ext. 239 - Telefax 2226039 - E.mail dcic@uce.edu.ec

ING. VILLALBA *PA*
29-09-2014



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
DIRECCIÓN
RESULTADO DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN

Quito DM.: 13 DE NOVIEMBRE DE 2014.

Señor: ORBEA LEÓN CRISTIAN XAVIER

TEMA:

ANÁLISIS COMPARATIVO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

EN LOS EDIFICIOS: HOSPITALIZACIÓN 2, C. OBSTETRICIA, C.

QUIRÚRGICO, MÉTODO TRADICIONAL (NEC-11 CEC 2002) VS MÉTODO

CON AISLACIÓN SÍSMICA DE BASE. (NCH-2745)

CALIFICACIÓN:

TRIBUNAL	PROFESOR (A)	NOTA SOBRE VEINTE		FIRMA
		NÚMEROS	LETRAS	
PROFESOR PAUL INGENIERO CIVIL MEDIO TITULO 2	ING. ERNESTO PITO 2	20	VEINTE	[Firma]
PROFESOR TIEMPO COMPLETO	ING. PAOLA VILLALBA	19	DIECINUEVE	[Firma]
PROMEDIO		19.5	DIECINUEVE Y CINCO	[Firma]

[Firma]

Dra. Ruth Flores Chacón
SECRETARIA ABOGADA

CONTENIDO

CAPÍTULO I.....	1
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. ANTECEDENTES GENERALES.....	1
1.1.1. INGENIERIA SISMICA.....	5
1.1.2. IMPACTO ECONOMICO DE LOS DAÑOS EN EDIFICIOS, PRODUCIDOS POR SISMOS	8
1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES.....	11
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	11
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
1.2.3. ALCANCES	11
1.3. METODOLOGÍA.....	11
CAPITULO II.....	13
2. SISTEMAS DE AISLACION BASAL	13
2.1. ANTECEDENTES GENERALES.....	13
2.2. TIPOS DE AISLACIÓN BASAL.....	15
2.2.1. AISLADOR ELASTOMÉRICO CONVENCIONAL	16
2.2.1.1. AISLADORES ELASTOMÉRICO DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDR).....	17
2.2.1.2. AISLADORES ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR).....	18
2.2.2. AISLADORES ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)	19
2.2.3. AISLADOR PÉNDULO FRICCIONAL (FPS).....	20
CAPÍTULO III:.....	21
3. CARACTERIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LOS EDIFICIOS.....	21
3.1. VALORES CARACTERISTICOS MODOS DE VIBRACIÓN	21
3.2. CARACTERIZACION ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS (TRADICIONAL).....	24
3.3. CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS CON AISLACIÓN SÍSMICA	44
3.4. PREDISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS	54
CAPÍTULO IV:.....	73
4. NORMAS DE ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES SIMO RESISTENTES	73
4.1 CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION.....	73
4.1.1 FILOSOFIA DE DISEÑO SIMO RESISTENTE	73
4.1.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS ESTATICAS.....	75
4.1.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL ESPECTRO SISMICO ELASTICO DE ACELERACIONES....	81
4.2 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION NEC-11.....	82
4.2.1 FILOSOFIA DE DISEÑO SIMO RESISTENTE	82
4.2.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS ESTATICAS.....	84
4.2.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL ESPECTRO SISMICO ELASTICO DE ACELERACIONES....	90
4.3 NORMA CHILENA DE ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS CON AISLACION SISMICA Nch2745.	94
4.3.1 FILOSOFIA DE DISEÑO.....	94
4.4 COMPARACION DE NORMAS CEC 2002, NEC-11 Y Nch2745	95
CAPITULO V.....	97
5. CÁLCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS CORRESPONDIENTES A LAS NORMAS APLICADAS A LOS EDIFICIOS	97
5.1 FUERZAS SISMICAS ESTATICAS SEGÚN LA NEC-11.....	97
5.3 FUERZAS SISMICAS ESTATICAS SEGÚN EL CEC 2002.	123
5.4 ESPECTRO SISMICO ELASTICO DE ACELERACIONES SEGÚN EL CEC 2002	131

5.5 COMPARACION DE RESULTADOS	148
5.5.1 COMPARACION NUMERICA DE FUERZAS SISMICAS	148
5.5.2 COMPARACION GRAFICA DE ESPECTROS DE RESPUESTA.....	152
CAPITULO VI.....	156
6. MODELACIÓN Y DISEÑO COMPUTACIONAL EN ETABS	156
6.1 MODELO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL SEGÚN LA NEC-11	156
6.1.1 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL SEGÚN EL ACI 318-08	174
6.2 MODELO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL SEGÚN LA CEC-2002	192
6.2.1 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL SEGÚN EL ACI 318-08	209
6.3 COMPARCIÓN DE RESULTADOS QUE ARROJAN LOS DOS MODELOS.....	228
CAPITULO VII.....	238
7. AISLAMIENTO BASAL DE LA ESTRUCTURA	238
7.1 CONDICIONES GENERALES EN EL DISEÑO DE AISLACIÓN BASAL	238
7.2 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE AISLACIÓN BASAL PARA LA ESTRUCTURA	239
7.2.1 DISEÑOS DE LOS SISTEMAS DE AISLACIÓN	239
7.2.2 DISEÑO DEL AISLADOR ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO	240
7.2.2.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UN AISLADOR	240
7.2.2.2 DISEÑO DEL AISLADOR	253
7.2.3 DISEÑO DEL AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO	266
7.2.3.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UN AISLADOR	266
7.2.3.2 DISEÑO DEL AISLADOR	280
7.3 PROPIEDADES DE LA MODELACIÓN DEL ANALISIS BILINEAL	300
CAPITULO VIII.....	309
8. ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA.....	309
8.1 ANALISIS DINÁMICO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA.....	309
8.1.1 RESULTADOS DEL ADNL APLICADO A LOS EDIFICIOS.....	310
8.1.1.1 VERIFICACION Y SELECCIÓN DEL SISTEMA DE AISLACIÓN	310
8.1.1.1.1 DESPLAZAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN.....	316
8.1.1.1.2 DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE LA SUPERESTRUCTURA	317
8.1.1.1.3 ACELERACIONES ABSOLUTAS EN LA SUPERESTRUCTURA.....	319
8.1.1.1.4 CORTE BASAL SUPERESTRUCTURA	322
8.1.1.2 COMPARACION DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL VS LA ESTRUCTURA AISLADA.....	324
8.1.1.2.1 DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE LA ESTRUCTURA AISLADA Y BASE FIJA	324
8.1.1.2.2 ACELERACIONES ABSOLUTAS EN LA ESTRUCTURA AISLADA Y BASE FIJA	328
8.1.1.2.3 CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA AISLADA Y BASE FIJA.....	330
8.2 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA	332
8.3 ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO AISLADO CON EL DISEÑO CONVENCIONAL	341
CAPITULO IX.....	343
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	343
9.1 CONCLUSIONES.....	343
9.2 RECOMENDACIONES.....	349
BIBLIOGRAFIA	351

LISTA DE FIGURAS

FIG. 1.1. COLOCACIÓN TRES AISLADORES FPS PUENTE ESMERALDAS.....	4
FIG. 1.2. PUENTE ESMERALDAS TERMINADO CON TRES AISLADORES FPS	4
FIG. 2.1. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA DE UN EDIFICIO SIN AISLACIÓN BASAL Y UNO CON AISLACIÓN BASAL.....	13
FIG. 2.2. DETALLE DE UN AISLADOR ELASTOMÉRICO CONVENCIONAL	16
FIG. 2.4. ESQUEMA DE UN AISLADOR ELASTOMÉRICO DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDR).	17
FIG. 2.5 EJEMPLOS DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS DE ALTO AMORTIGUAMIENTO.....	18
FIG. 2.6 CORTE ESQUEMÁTICO DE AISLADOR CON NÚCLEO DE PLOMO DONDE SE APRECIA LA DISPOSICIÓN DE LAS LÁMINAS DE GOMA-ACERO, Y DEL NÚCLEO DE PLOMO.....	19
FIG. 3.1. MODELO DE TRES GRADOS DE LIBERTAD POR PLANTA	22
FIG. 3.2. ESQUEMA DE MODOS DE VIBRACIÓN	23
FIG.3.3. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: -3.96M HOSPITALIZACION	27
FIG.3.4. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: 0.00M, +3.96M HOSPITALIZACIÓN	28
FIG.3.5. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: +7.92M HOSPITALIZACIÓN	29
FIG.3.6. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: +11.88 M, 15.84 M HOSPITALIZACIÓN	30
FIG.3.7. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: +19.80 M; 23.76 M HOSPITALIZACIÓN.....	31
FIG.3.8. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: +27.72 M HOSPITALIZACIÓN	32
FIG.3.9. FACHADA FRONTAL HOSPITALIZACIÓN	33
FIG.3.10. CORTE TRANSVERSAL: N-6,80-N+0,00 M OBSTETRICIA	35
FIG.3.11. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: +0,00 M OBSTETRICIA.....	36
FIG.3.12. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: +3,96 M OBSTETRICIA.....	37
FIG.3.13. FACHADA OESTE OBSTETRICIA	38
FIG.3.13. CORTE TRANSVERSAL: N-6,80-N+0,00 M C. QUIRURGICO.....	40
FIG.3.14. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: +0,00 M C. QUIRURGICO.....	41
FIG.3.15. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: +3,96 M C. QUIRURGICO.....	42
FIG.3.16. FACHADA OESTE C. QUIRURGICO	43
FIG. 3.13. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LOS AISLADORES SÍSMICOS TODOS DEL MISMO TIPO. HOSPITALIZACIÓN	46
.....	47
FIG. 3.14. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DEL SISTEMA QUE CUENTA CON DOS TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS, ANARANJADO SON LRB Y VERDES HDR QUE SON TODOS DEL MISMO TIPO. HOSPITALIZACIÓN	47
.....	49
FIG. 3.16. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LOS AISLADORES SÍSMICOS TODOS DEL MISMO TIPO. OBSTETRICIA	49

FIG. 3.17. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DEL SISTEMA QUE CUENTA CON DOS TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS, ANARANJADO SON LRB Y VERDES HDR QUE SON TODOS DEL MISMO TIPO.OBSTETRICIA	50
FIG. 3.19. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LOS AISLADORES SÍSMICOS TODOS DEL MISMO TIPO. C. QUIRURGICO	52
FIG. 3.20. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DEL SISTEMA QUE CUENTA CON DOS TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS, ANARANJADO SON LRB Y VERDES HDR QUE SON TODOS DEL MISMO TIPO. C. QUIRURGICO	53
FIG. 4.1. ECUADOR, ZONAS SÍSMICAS PARA PROPÓSITOS DE DISEÑO.....	76
FIG. 4.2. ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES QUE REPRESENTA EL SISMO DE DISEÑO SEGÚN EL CEC-2002.....	81
FIG. 4.3. ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES QUE REPRESENTA EL SISMO DE DISEÑO	93
FIG. 5.1. ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO NEC-2011.....	106
FIG. 5.2. ESPECTROS DE ACELERACIONES PARA DISEÑO – HOSPITALIZACIÓN 2 - NEC-2011.....	110
FIG. 5.3. ESPECTROS DE ACELERACIONES PARA DISEÑO – ESCALERA DE EMERGENCIA - HOSPITALIZACIÓN2 - NEC-2011	114
FIG. 5.4. ESPECTROS DE ACELERACIONES PARA DISEÑO – OBSTETRICIA - NEC-2011.....	118
FIG. 5.5. ESPECTROS DE ACELERACIONES PARA DISEÑO – C. QUIRÚRGICO - NEC-2011.....	122
FIG. 5.6. ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO CEC-2002	131
FIG. 5.7. ESPECTROS DE ACELERACIONES PARA DISEÑO – HOSPITALIZACIÓN 2- CEC-2002	135
FIG. 5.8. ESPECTROS DE ACELERACIONES PARA DISEÑO – ESCALERAS EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2- CEC-2002	139
FIG. 5.9. ESPECTROS DE ACELERACIONES PARA DISEÑO – OBSTETRICIA - CEC-2002	143
FIG. 5.10. ESPECTROS DE ACELERACIONES PARA DISEÑO – C. QUIRÚRGICO - CEC-2002	147
FIG. 5.11. COMPARACIÓN GRAFICA DE LOS ESPECTROS ELÁSTICOS NEC – 11 VS CEC-2002	153
FIG. 5.12. ESPECTRO DE RESPUESTAS NEC – 11 VS CEC-2002 – (SIN TOMAR EN CUENTA EL FACTOR DE ZONA SÍSMICA Z)	154
FIG. 5.13. COEF. SÍSMICO NEC – 11 VS CEC-2002	155
FIG. 6.1 MODELO 3D HOSPITALIZACIÓN 2- NEC11.....	157
FIG. 6.2 MODELO 3D ESCALERAS DE EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2- NEC11	158
FIG. 6.3 MODELO 3D OBSTETRICIA- NEC 11	158
FIG. 6.4 MODELO 3D C. QUIRÚRGICO - NEC11.....	159
FIG. 6.5 MODO1 TRASLACIÓN EN SENTIDO X – HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11).....	160
FIG. 6.6 MODO2 TRASLACIÓN EN SENTIDO Y HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11)	161
FIG. 6.7 MODO3 TORSIÓN EN EL EJE Z – HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11)	161
FIG. 6.8 MODO1 TRASLACIÓN EN SENTIDO Y – ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11).....	162

FIG. 6.9 MODO2 TRASLACIÓN EN SENTIDO X - ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11).....	163
FIG. 6.10 MODO3 TORSIÓN EN EL EJE Z – ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11)	163
FIG. 6.11 MODO1 TRASLACIÓN EN SENTIDO X– OBSTETRICIA (NEC-11)	164
FIG. 6.12 MODO2 TRASLACIÓN EN SENTIDO Y OBSTETRICIA (NEC-11)	165
FIG. 6.13 MODO3 TORSIÓN EN EL EJE Z – OBSTETRICIA (NEC-11)	165
FIG. 6.14 MODO1 TRASLACIÓN EN SENTIDO Y – C. QUIRÚRGICO (NEC-11).....	166
FIG. 6.15 MODO2 TRASLACIÓN EN SENTIDO X C. QUIRÚRGICO (NEC-11)	167
FIG. 6.16 MODO3 TORSIÓN EN EL EJE Z – C. QUIRÚRGICO (NEC-11)	167
FIG. 6.17 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 25 – HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11)	175
FIG. 6.18 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 26 – HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11)	176
FIG. 6.19 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 27 – HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11)	177
FIG. 6.20 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 28 – HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11)	178
FIG. 6.21 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO FF – HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11)	179
FIG. 6.22 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO GG – HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11)	179
FIG. 6.23 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO HH – HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11)	180
FIG. 6.24 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO II – HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11).....	180
FIG. 6.25 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 1 – ESCALERAS DE EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11)	181
FIG. 6.26 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 2 – ESCALERAS DE EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11)	182
FIG. 6.27 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO A – ESCALERAS DE EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11)	183
FIG. 6.28 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO B – ESCALERAS DE EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11)	184
FIG. 6.29 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 31 – OBSTETRICIA- (NEC-11)	185
FIG. 6.30 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 32 – OBSTETRICIA- (NEC-11)	185
FIG. 6.31 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 33 – OBSTETRICIA- (NEC-11)	185
FIG. 6.32 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 34 – OBSTETRICIA- (NEC-11)	186
FIG. 6.33 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 35 – OBSTETRICIA - (NEC-11)	186
FIG. 6.34 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 36 – OBSTETRICIA - (NEC-11)	186
FIG. 6.35 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 37 – OBSTETRICIA - (NEC-11)	187
FIG. 6.36 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO GG – OBSTETRICIA - (NEC-11)	187
FIG. 6.37 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO FF – OBSTETRICIA - (NEC-11)	187
FIG. 6.38 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO EE – OBSTETRICIA - (NEC-11)	187
FIG. 6.39 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO DD – OBSTETRICIA - (NEC-11)	188

FIG. 6.40 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 31 – C. QUIRÚRGICO- (NEC-11).....	188
FIG. 6.41 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 32 – C. QUIRÚRGICO- (NEC-11).....	188
FIG. 6.42 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 33 – C. QUIRÚRGICO- (NEC-11).....	189
FIG. 6.43 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 34 – C. QUIRÚRGICO- (NEC-11).....	189
FIG. 6.44 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 35 – C. QUIRÚRGICO- (NEC-11).....	189
FIG. 6.45 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 36 – C. QUIRÚRGICO- (NEC-11).....	190
FIG. 6.46 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 37 – C. QUIRÚRGICO- (NEC-11).....	190
FIG. 6.47 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO HH – C. QUIRÚRGICO- (NEC-11).....	190
FIG. 6.48 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO II – C. QUIRÚRGICO- (NEC-11).....	191
FIG. 6.49 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO KK – C. QUIRÚRGICO- (NEC-11)	191
FIG. 6.50 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO LL – C. QUIRÚRGICO- (NEC-11)	191
FIG. 6.51 MODELO 3D HOSPITALIZACIÓN 2- CEC 2002.....	193
FIG. 6.52 MODELO 3D ESCALERAS EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2- CEC 2002	193
FIG. 6.53 MODELO 3D OBSTETRICIA- CEC2002.....	194
FIG. 6.54 MODELO 3D C. QUIRÚRGICO - CEC 2002.....	194
FIG. 6. 56 MODO2 TRASLACIÓN EN SENTIDO Y HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002)	196
FIG. 6. 57 MODO3 TORSIÓN EN EL EJE Z – HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002)	197
FIG. 6. 58 MODO1 TRASLACIÓN EN SENTIDO Y – ESCALERA DE EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002).....	198
FIG. 6. 59 MODO1 TRASLACIÓN EN SENTIDO X – ESCALERA DE EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002).....	199
FIG. 6. 60 MODO3 TORSIÓN EN EL EJE Z – ESCALERA DE EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002).....	199
FIG. 6. 61 MODO1 TRASLACIÓN EN SENTIDO X – C. QUIRÚRGICO (CEC-2002)	200
FIG. 6. 62 MODO1 TRASLACIÓN EN SENTIDO X – C. QUIRÚRGICO (CEC-2002)	201
FIG. 6. 63 MODO3 TORSIÓN EN EL EJE Z – C. QUIRÚRGICO (CEC-2002)	201
FIG. 6. 64 MODO1 TRASLACIÓN EN SENTIDO Y – C. QUIRÚRGICO (CEC-2002)	202
FIG. 6. 65 MODO1 TRASLACIÓN EN SENTIDO X – C. QUIRÚRGICO (CEC-2002)	203
FIG. 6. 66 MODO3 TORSIÓN EN EL EJE Z – C. QUIRÚRGICO (CEC-2002)	203
FIG. 6.67 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 25 – HOSPITALIZACIÓN 2- (CEC-2002)..	210
FIG. 6.68 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 26 – HOSPITALIZACIÓN 2- (CEC-2002)..	211
FIG. 6.69 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 27 – HOSPITALIZACIÓN 2- (CEC-2002)..	212
FIG. 6.70 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 28 – HOSPITALIZACIÓN 2- (CEC-2002)..	213
FIG. 6.71 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO FF – HOSPITALIZACIÓN 2- (CEC-2002) ..	214
FIG. 6.72 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO GG – HOSPITALIZACIÓN 2- (CEC-2002). 214	
FIG. 6.73 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO HH – HOSPITALIZACIÓN 2- (CEC-2002). 215	

FIG. 6.75 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 1 – ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2- (CEC-2002)	216
FIG. 6.76 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 2 – ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2- (CEC-2002)	217
FIG. 6.77 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO A – ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2- (CEC-2002)	218
FIG. 6.78 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO B – ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2- (CEC-2002)	219
FIG. 6.79 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 31 – OBSTETRICIA- (CEC2002)	220
FIG. 6.80 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 32 – OBSTETRICIA - (CEC2002)	220
FIG. 6.81 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 33 – OBSTETRICIA - (CEC2002)	221
FIG. 6.82 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 34 – OBSTETRICIA - (CEC2002)	221
FIG. 6.83 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 35 – OBSTETRICIA - (CEC2002)	221
FIG. 6.84 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 36 – OBSTETRICIA - (CEC2002)	222
FIG. 6.85 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 37 – OBSTETRICIA - (CEC2002)	222
FIG. 6.86 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO GG – OBSTETRICIA- (CEC2002)	222
FIG. 6.87 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO FF – OBSTETRICIA - (CEC2002)	223
FIG. 6.88 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO EE– OBSTETRICIA - (CEC2002)	223
FIG. 6.89 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO LL – OBSTETRICIA - (CEC2002)	223
FIG. 6.90 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 31 – C. QUIRÚRGICO- (CEC2002)	224
FIG. 6.91 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 32 – C. QUIRÚRGICO- (CEC2002)	224
FIG. 6.92 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 33 – C. QUIRÚRGICO- (CEC2002)	225
FIG. 6.93 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 34 – C. QUIRÚRGICO- (CEC2002)	225
FIG. 6.94 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 35 – C. QUIRÚRGICO- (CEC2002)	225
FIG. 6.95 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 36 – C. QUIRÚRGICO- (CEC2002)	226
FIG. 6.96 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 37 – C. QUIRÚRGICO- (CEC2002)	226
FIG. 6.97 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO HH – C. QUIRÚRGICO- (CEC2002)	226
FIG. 6.98 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO II – C. QUIRÚRGICO- (CEC2002)	227
FIG. 6.99 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO KK – C. QUIRÚRGICO- (CEC2002)	227
FIG. 6.100 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO LL – C. QUIRÚRGICO- (CEC2002)	227
FIG. 6.101 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO FF – HOSPITALIZACIÓN 2- (CEC-2002)	232
FIG. 6.102 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO FF – HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11) ...	233
FIG. 6.103 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO A – ESCALERAS DE EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11)	234
FIG. 6.104 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO A – ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2- (CEC-2002)	235
FIG. 6.105 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO FF – OBSTETRICIA - (CEC2002)	236

FIG. 6.106 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO FF – OBSTETRICIA - (NEC-11).....	236
FIG. 6.107 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 36 – C. QUIRÚRGICO- (CEC2002).....	236
FIG. 6.108 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 36 – C. QUIRÚRGICO- (NEC-11).....	237
FIG. 7.1 TIPOS DE SUELO SEGÚN LA NCH – 2745.....	241
FIG. 7.2 ESQUEMA DE CONFIGURACIÓN DEL AISLADOR HDR - PLANTA.....	264
FIG. 7.2 ESQUEMA DE CONFIGURACIÓN DEL AISLADOR HDR - ELEVACIÓN	264
FIG. 7.4 ESQUEMA DE CONFIGURACIÓN DEL AISLADOR LRB - PLANTA.....	297
FIG. 7.5 ESQUEMA DE CONFIGURACIÓN DEL AISLADOR LRB - ELEVACIÓN	297
FIG. 7.2 ESQUEMA DEL MODELO BILINEAL	301
FIG. 8.1 PRIMER MODO DE EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 AISLADO CON HDR, MODO TRANSLACIÓN EN X	311
FIG. 8.2 PRIMER MODO DE EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 AISLADO CON HDR, MODO TRANSLACIÓN EN Y	312
FIG. 8.3 PRIMER MODO DE EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 AISLADO CON HDR, MODO ROTACIÓN EN Z.....	313
FIG. 8.4 PRIMER MODO DE EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 AISLADO CON HDR Y LRB, MODO TRANSLACIÓN EN X	314
FIG. 8.5 PRIMER MODO DE EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 AISLADO CON HDR Y LRB, MODO TRANSLACIÓN EN Y	315
FIG. 8.6 PRIMER MODO DE EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 AISLADO CON HDR Y LRB, MODO ROTACIÓN EN Z.....	315
FIG. 8.7 DEFORMACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AISLACIÓN, DIRECCIÓN X, Y	316
FIG. 8.8 RESPUESTA EN ALTURA DEL EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 DE LA DEFORMACIÓN RELATIVA, RESPECTO AL NIVEL DE FUNDACIÓN, EN CADA DIRECCIÓN.	318
FIG. 8.9 RESPUESTA EN ALTURA DEL EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 DE LAS ACELERACIONES ABSOLUTAS, RESPECTO AL NIVEL DE FUNDACIÓN, EN CADA DIRECCIÓN.	321
FIG. 8.10 RESPUESTA EN ALTURA DEL EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 PARA LOS CORTES BASALES, EN CADA DIRECCIÓN.	323
FIG. 8.11 RESPUESTA EN ALTURA DE LOS DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS POR NIVEL PARA LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL Y AISLADA.	325
FIG. 8.12 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE CADA NIVEL DE LA ESTRUCTURA AISLADA Y BASE FIJA, NO CONSIDERANDO EL DESPLAZAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN PARA EL CASO DEL EDIFICIO AISLADO (HOSPITALIZACIÓN 2).	326
FIG. 8.13 RESPUESTA DEL COMPORTAMIENTO DE LAS ACELERACIONES ABSOLUTAS EN ALTURA PARA EL EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 AISLADO Y BASE FIJA.	329
FIG. 8.14 RESPUESTA DEL COMPORTAMIENTO DE LOS ESFUERZOS DE CORTE PARA EL EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 AISLADO Y BASE FIJA.	331
FIG. 8.15 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 25 – HOSPITALIZACIÓN 2- (LRB+HDR)..	333
FIG. 8.16 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 26 – HOSPITALIZACIÓN 2- (LRB+HDR)..	334

FIG. 8.17 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 27 – HOSPITALIZACIÓN 2- (LRB+HDR)..	335
FIG. 8.18 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 28 – HOSPITALIZACIÓN 2- (LRB+HDR)..	336
FIG. 8.19 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 29 – HOSPITALIZACIÓN 2- (LRB+HDR)..	337
FIG. 8.20 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO 30– HOSPITALIZACIÓN 2- (LRB+HDR)...	338
FIG. 8.21 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO FF – HOSPITALIZACIÓN 2- (LRB+HDR) ..	339
FIG. 8.22 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO GG – HOSPITALIZACIÓN 2- (LRB+HDR) .	339
FIG. 8.23 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO HH – HOSPITALIZACIÓN 2- (LRB+HDR) .	340
FIG. 8.24 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO II – HOSPITALIZACIÓN 2- (LRB+HDR) ...	340
FIG. 6.102 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO FF – HOSPITALIZACIÓN 2- (NEC-11) ...	341
FIG. 8.25 ACERO EN VIGAS Y COLUMNAS EN EL PÓRTICO FF – HOSPITALIZACIÓN 2- (LRB+HDR) ..	342

LISTA DE TABLAS

TABLA 3.1. TABLEROS TÍPICOS	54
TABLA 3.2. PESO DE LA LOSA.....	55
TABLA 3.3. RESUMEN DE CARGAS.	55
TABLA 3.4. SELECCIÓN DE LA SECCIÓN DE LA VIGA.....	56
PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	57
TABLA 3.5. CUADRO DE ÁREAS.....	57
TABLA 3.6. CUADRO DE PRE DISEÑO DE COLUMNAS.....	58
TABLA 3.7. TABLEROS TÍPICOS	59
TABLA 3.8. PESO DE LA LOSA.....	60
TABLA 3.9. RESUMEN DE CARGAS.	60
TABLA 3.10. SELECCIÓN DE LA SECCIÓN DE LA VIGA.....	61
PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	62
TABLA 3.11. CUADRO DE ÁREAS.....	62
TABLA 3.12. CUADRO DE PRE DISEÑO DE COLUMNAS.....	62
TABLA 3.13. TABLERO TÍPICO	63
TABLA 3.14. PESO DE LA LOSA.....	64
TABLA 3.15. RESUMEN DE CARGAS.	64
TABLA 3.16. SELECCIÓN DE LA SECCIÓN DE LA VIGA.....	65
PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	66
TABLA 3.17. CUADRO DE ÁREAS.....	66
TABLA 3.18. CUADRO DE PRE DISEÑO DE COLUMNAS.....	67
TABLA 3.19. TABLERO TÍPICO	68
TABLA 3.20. PESO DE LA LOSA.....	69
TABLA 3.21. RESUMEN DE CARGAS.	69
TABLA 3.22. SELECCIÓN DE LA SECCIÓN DE LA VIGA.....	70
PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	71
TABLA 3.23. CUADRO DE ÁREAS.....	71
TABLA 3.24. CUADRO DE PRE DISEÑO DE COLUMNAS.....	72
TABLA 4.1. FACTORES QUE DEPENDEN DEL TIPO DE SUELO S Y CM.....	76
TABLA 4.2. VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA.....	76
TABLA 4.3. TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.....	77
TABLA 4.4. VALORES DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R	77
TABLA 4.5. COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN EN PLANTA.	78
TABLA 4.6. COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN.....	79

TABLA 4.7. TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.....	85
TABLA 4.8. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R	86
TABLA 4.9. COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN PLANTA	87
TABLA 4.10. COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	88
TABLA 4.11. TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FA	91
TABLA 4.12. TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FD	91
TABLA 4.13. TIPO DE SUELO Y FACTORES DEL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DEL SUBSUELO FS	92
TABLA 5.1. DATOS PARA EL CÁLCULO DE LAS FUERZAS HORIZONTALES (HOSPITALIZACIÓN 2)	97
TABLA 5.2. FUERZAS LATERALES PARA CADA PISO (HOSPITALIZACIÓN 2) NEC-11.	99
TABLA 5.3. DATOS PARA EL CÁLCULO DE LAS FUERZAS HORIZONTALES (ESCALERA- EMERGENCIAS- HOSPITALIZACION 2)	99
TABLA 5.4. FUERZAS LATERALES PARA CADA PISO (ESCALERA- EMERGENCIAS-HOSPITALIZACION 2) NEC-11.	101
TABLA 5.5. DATOS PARA EL CÁLCULO DE LAS FUERZAS HORIZONTALES (OBSTETRICIA)	102
TABLA 5.6. FUERZAS LATERALES PARA CADA PISO (OBSTETRICIA) NEC-11.	103
TABLA 5.7. DATOS PARA EL CÁLCULO DE LAS FUERZAS HORIZONTALES (OBSTETRICIA)	104
TABLA 5.8. FUERZAS LATERALES PARA CADA PISO (QUIRÚRGICO) NEC-11.....	105
TABLA 5.9. VALORES ACELERACIÓN NEC-11.	106
TABLA 5.18. FUERZAS LATERALES PARA CADA PISO (HOSPITALIZACIÓN 2) CEC 2002	124
TABLA 5.19. FUERZAS LATERALES PARA CADA PISO (ESCALERA- EMERGENCIAS-HOSPITALIZACION 2) CEC 2002	126
TABLA 5.20. FUERZAS LATERALES PARA CADA PISO (OBSTETRICIA) CEC 2002	128
TABLA 5.21. FUERZAS LATERALES PARA CADA PISO (C. QUIRÚRGICO) CEC 2002.....	130
FIG. 5.6. ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO CEC-2002 TABLA 5.22. VALORES ACELERACIÓN (HOSPITALIZACIÓN 2) CEC 2002.	131
TABLA 5.31. VALORES ACELERACIÓN NEC – 11 VS CEC-2002 (SIN Z)	154
TABLA 5.32. COEF. SÍSMICO NEC – 11 VS CEC-2002	155
TABLA 6.1 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11).....	159
TABLA 6.2 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL – EDIFICIO ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11)	162
TABLA 6.3 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL – EDIFICIO OBSTETRICIA (NEC-11)	164
TABLA 6.4 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL - EDIFICIO C. QUIRÚRGICO (NEC-11).....	166
TABLA 6.5 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS ESTÁTICO - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11)	168
TABLA 6.6 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS DINÁMICO - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11)...	169
TABLA 6.7 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS ESTÁTICO – EDIFICIO ESCALERAS EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11)	170

TABLA 6.8 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS DINÁMICO - EDIFICIO ESCALERAS EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11)	170
TABLA 6.9 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS ESTÁTICO - EDIFICIO OBSTETRICIA (NEC-11)	171
TABLA 6.10 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS DINÁMICO - EDIFICIO OBSTETRICIA (NEC-11).....	171
TABLA 6.11 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS ESTÁTICO - EDIFICIO C. QUIRÚRGICO (NEC-11)	171
TABLA 6.12 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS DINÁMICO - EDIFICIO C. QUIRÚRGICO (NEC-11).....	171
TABLA 6.13 CALCULO ÍNDICE DE ESTABILIDAD - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11)	173
TABLA 6.14 CALCULO ÍNDICE DE ESTABILIDAD - EDIFICIO ESCALERAS DE EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11)	173
TABLA 6.15 CALCULO ÍNDICE DE ESTABILIDAD - EDIFICIO OBSTETRICIA (NEC-11).....	174
TABLA 6.16 CALCULO ÍNDICE DE ESTABILIDAD - EDIFICIO C. QUIRÚRGICO (NEC-11).....	174
TABLA 6.17 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002)	195
TABLA 6.18 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002)	197
TABLA 6.19 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL - EDIFICIO OBSTETRICIA (CEC-2002)	200
TABLA 6.20 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL - EDIFICIO C. QUIRÚRGICO (CEC-2002)	202
TABLA 6.21 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS ESTÁTICO - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002)	204
TABLA 6.22 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS DINÁMICO - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002)	205
TABLA 6.23 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS ESTÁTICO – EDIFICIO ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002)	205
TABLA 6.24 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS DINÁMICO – EDIFICIO ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002)	206
TABLA 6.25 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS ESTÁTICO - EDIFICIO OBSTETRICIA (CEC-2002)	206
TABLA 6.26 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS DINÁMICO - EDIFICIO OBSTETRICIA (CEC-2002)	206
TABLA 6.27 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS ESTÁTICO - EDIFICIO C. QUIRÚRGICO (CEC-2002)	207
TABLA 6.28 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS DINÁMICO - EDIFICIO C. QUIRÚRGICO (CEC-2002)	207
TABLA 6.29 CALCULO ÍNDICE DE ESTABILIDAD - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002)	207
TABLA 6.30 CALCULO ÍNDICE DE ESTABILIDAD – EDIFICIO ESCALERA DE EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002)	208
TABLA 6.31 CALCULO ÍNDICE DE ESTABILIDAD - EDIFICIO OBSTETRICIA (CEC-2002)	208
TABLA 6.32 CALCULO ÍNDICE DE ESTABILIDAD - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002)	208
TABLA 6.33 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11 VS CEC-2002)	228
TABLA 6.34 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL - EDIFICIO ESCALERAS EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (NEC-11 VS CEC-2002)	228
TABLA 6.35 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL - EDIFICIO OBSTETRICIA (NEC-11 VS CEC-2002)	228

TABLA 6.36 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL - EDIFICIO C. QUIRÚRGICO (NEC-11 VS CEC-2002)	228
TABLA 6.38 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS ESTÁTICO - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002 VS NEC-11)	230
TABLA 6.39 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS ESTÁTICO - EDIFICIO OBSTETRICIA (CEC-2002 VS NEC-11)	230
TABLA 6.40 DERIVAS MÁXIMAS - ANÁLISIS ESTÁTICO - EDIFICIO C. QUIRURGICO (CEC-2002 VS NEC-11)	231
TABLA 6.41 CALCULO ÍNDICE DE ESTABILIDAD - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002 VS NEC-11)	231
TABLA 6.42 CALCULO ÍNDICE DE ESTABILIDAD - EDIFICIO ESCALERAS EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2 (CEC-2002 VS NEC-11)	231
TABLA 6.43 CALCULO ÍNDICE DE ESTABILIDAD - EDIFICIO OBSTETRICIA (CEC-2002 VS NEC-11)	232
TABLA 6.44 CALCULO ÍNDICE DE ESTABILIDAD - EDIFICIO C. QUIRÚRGICO (CEC-2002 VS NEC-11)	232
TABLA 7.1 COEFICIENTE SÍSMICO DE DESPLAZAMIENTO	242
TABLA 7.2 FACTOR DEPENDE DE LA ZONIFICACIÓN NCH 433	242
TABLA 7.3 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN PARA SISMO MÁXIMO POSIBLE	242
TABLA 7.4 AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO BD O BM	242
TABLA 7.5 RESUMEN DE DATOS PARA DISEÑAR LOS AISLADORES	265
TABLA 7.6 RESUMEN DE DISEÑO AISLADORES HDR.....	266
TABLA 7.7 RESUMEN DE DATOS PARA DISEÑAR LOS AISLADORES HBR Y LRB (SISTEMA DE AISLACIÓN MIXTO).....	298
TABLA 7.8 RESUMEN DE DISEÑO AISLADORES HDR Y LRB ((SISTEMA DE AISLACIÓN MIXTO)	299
TABLA 7.9 RESUMEN CARACTERÍSTICAS ADICIONALES PARA EL ANÁLISIS BILINEAL Y LINEAL DE LOS EDIFICIOS EN ESTUDIO - SISTEMA DE AISLACIÓN HBR	304
TABLA 7.10 RESUMEN CARACTERÍSTICAS ADICIONALES PARA EL ANÁLISIS BILINEAL Y LINEAL DE LOS EDIFICIOS EN ESTUDIO - SISTEMA DE AISLACIÓN MIXTO (HDR Y LRB)	308
TABLA 8.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DEL EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 CON EL SISTEMA HDR.....	311
TABLA 8.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DEL EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 CON EL SISTEMA MIXTO HDR Y LRB	313
TABLA 8.3 DEFORMACIONES DEL SISTEMA DE AISLACIÓN - EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2.....	316
TABLA 8.5 VALORES MÁXIMOS DE LOS DRIFT POR CADA NIVEL DEL EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 EN CADA DIRECCIÓN	319
TABLA. 8.6 RESPUESTA EN ALTURA DEL EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 DE LAS ACELERACIONES ABSOLUTAS, RESPECTO AL NIVEL DE FUNDACIÓN, EN CADA DIRECCIÓN.	320
TABLA. 8.7 RESPUESTA EN ALTURA DEL EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 PARA LOS CORTES BASALES, EN CADA DIRECCIÓN.	322

TABLA 8.8 VALORES MÁXIMOS DE LOS DRIFT DEL EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 BASE FIJA, Y LOS RESPECTIVOS FACTORES DE REDUCCIÓN POR NIVEL RESPECTO AL EDIFICIO AISLADO MIXTO	327
TABLA 8.9 VALORES MÁXIMOS DE LAS ACELERACIONES ABSOLUTAS DEL EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 BASE FIJA, Y LOS RESPECTIVOS FACTORES DE REDUCCIÓN POR NIVEL RESPECTO AL EDIFICIO AISLADO.....	328
TABLA. 8.10 RESPUESTA DEL COMPORTAMIENTO DE LOS ESFUERZOS DE CORTE PARA EL EDIFICIO HOSPITALIZACIÓN 2 AISLADO Y BASE FIJA	330

RESUMEN

ANÁLISIS COMPARATIVO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN LOS EDIFICIOS: HOSPITALIZACIÓN 2, C. OBSTETRICIA, C. QUIRÚRGICO, MÉTODO TRADICIONAL (NEC-11, CEC 2002) VS MÉTODO CON AISLACIÓN SISMICA DE BASE (NCH-2745).

En este trabajo de investigación se analiza la evaluación de las fuerzas sísmicas en edificios, con el Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 estableciendo las diferencias en los resultados del corte basal y el efecto en el área de acero necesaria para los elementos estructurales. Adicional se hace un estudio de los sistemas de aislación basal en donde se han diseñado en base a la Norma Chilena 2745, dos tipos de aisladores: a) Aisladores HDR, b) Aisladores HDR y LRB (sistema mixto) de los cuales se hizo un análisis comparativo de su comportamiento en la estructura, después de escoger el sistema de aislación con mejor respuesta al análisis se hace una comparación entre la estructura de base fija con la NEC-11 y la estructura aislada en la base, para lo cual se empleó el programa computacional ETABS.

DESCRIPTORES: “SISTEMAS DE AISLACIÓN BASAL / ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO E INELÁSTICO / AISLADORES HDR / AISLADORES LRB / ANÁLISIS SÍSMICO / ANÁLISIS DINÁMICO / CORTE BASAL / FUERZAS SÍSMICAS CEC-2002 / FUERZAS SÍSMICAS NEC-11

SUMMARY

ANÁLISIS COMPARATIVO STRUCTURAL BEHAVIOR IN BUILDINGS: HOSPITALIZATION 2, C. OBSTETRICS, C. SURGICAL, METHOD TRADITIONAL IN (NEC -11, CEC 2002) VS ISOLATION METHOD OF SEISMIC BASE (NCH - 2745).

In this work research the evaluation of seismic forces in buildings is analyzed, with the Ecuadorian Construction Code 2002 and Ecuadorian Construction Standard 2011 establishing the differences in the results in basal shear results and impact in the area of steel required for the structural elements. Additional study of base insulation systems where they have been designed based on the Chilean Standard 2745, two types of insulators are made : a) Insulators HDR , b) and LRB isolators HDR (mixed system) of which he became a comparative analysis of their behavior in the structure, after choosing the insulation system more responsive to the analysis a comparison between the fixed base structure with NEC- 11 and the isolated structure at the base is made , for which he used the ETABS computer program.

DESCRIPTORS: "BASE ISOLATION SYSTEM / SPECTRUM SEISMIC ELASTIC AND INELASTIC / INSULATORS HDR / INSULATORS LRB / SEISMIC ANALYSIS / DYNAMIC ANALYSIS / SHEAR BASE / SEISMIC FORCES CEC - 2002 / NEC - 11 SEISMIC FORCES".

Quito, 17 de Noviembre del 2014

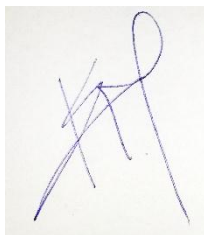
CERTIFICADO

A quien interese:

Yo, Edison Javier Terán Carrillo certifico haber realizado la traducción del resumen del trabajo de graduación titulado: **ANÁLISIS COMPARATIVO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN LOS EDIFICIOS: HOSPITALIZACIÓN 2, C. OBSTETRICIA, C. QUIRÚRGICO, MÉTODO TRADICIONAL (NEC-11, CEC 2002) VS MÉTODO CON AISLACIÓN SISMICA DE BASE (NCH-2745)**, a petición de la Sr. Orbea León Cristian Xavier estudiante de la Universidad Central del Ecuador, facultad de Ingeniería Ciencias , Físicas y Matemática, carrera Ingeniería Civil próximo a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad, facultando al portador de la presente, hacer uso de este documento en los fines que crea conveniente.

Atentamente,

A handwritten signature in blue ink, appearing to be 'Edison J. Terán C.', written on a light-colored background.

Edison J. Terán C.

1717478824



REPÚBLICA DEL ECUADOR
MINISTERIO DE EDUCACIÓN Y CULTURA



CONFIERE

A **TERAN CARRILLO EDISON JAVIER** EL

CERTIFICADO DE CAPACITACIÓN OCUPACIONAL

POR HABER APROBADO EL CURSO DE **INGLES AVANZADO**

EN EL CENTRO OCUPACIONAL **" P.R.A.L.I. "**

DEL **03 de Julio 06** AL **24 de Novbre** DE **L 2006** POR **180 HORAS.**



Lugar y fecha: **Quito, enero 24 del 2007**

Perquiza

Jefe de la División Provincial
Educación Popular Permanente



CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES GENERALES

Los sismos son un fenómeno natural que nos han acompañado a lo largo de toda la historia que inevitablemente nos seguirá acompañando en el futuro, existen lugares donde los sismos se concentran más, tanto en cantidad como en intensidad.

En el cinturón de fuego del pacífico y concretamente en el Ecuador, el proceso de subducción de la placa de Nazca, genera una alta sismicidad en su recorrido, buzamiento, hacia el Este. Por este proceso en la costa ecuatoriana, tienen un hipocentro superficial y en la región oriental los eventos sísmicos asociados con la subducción pueden tener profundidades focales mayores a 200 Km. A más de la actividad sísmica asociada a la zona de subducción, existen sismos que se generan por la activación de fallas geológicas locales.

El sismo que afectó a Bahía de Caráquez el 4 de agosto de 1998, tiene su origen en la zona de subducción, en cambio el sismo del 2 de octubre de 1995, que causó el colapso del puente sobre el río Upano tiene su origen en una zona de fallamiento local.

Por otra parte, es importante destacar que el buzamiento de la zona de subducción del sur del Perú, es diferente del buzamiento que se tiene en el centro y sur del Ecuador y a su vez es diferente del que se tiene en Colombia.

Por lo general los sismos superficiales son los que causan mayor daño. Por este motivo, se puede indicar que la Costa Ecuatoriana es la de mayor peligrosidad sísmica, seguida por la Sierra y finalmente el Oriente. Por lo tanto, desde el punto de vista sísmico no es lo mismo construir en la ciudad

de Esmeraldas, donde la peligrosidad sísmica es muy grande que en el Tena que tiene una menor amenaza sísmica.¹

La interacción entre la placa Sudamericana y la placa de Nazca, el movimiento de estas placas hace que cada 48 horas se registre un movimiento telúrico mayor a los 4.0 grados en la escala de Richter, Esto es una alerta que debe llevar a la reflexión de que a lo mejor se está acumulando energía y que probablemente en un futuro cercano se tenga un sismo muy fuerte ya que históricamente la sierra se ha visto afectada por sismos severos como el de 1797 que causó gran daño en la antigua ciudad de Riobamba, el de 1868 que destruyó la ciudad de Ibarra y las ciudades vecinas. Los sismos históricos a los que se hacen referencia y otros terremotos catastróficos, donde se presentan los epicentros de los sismos con Intensidades, en la escala de Mercalli, mayores a VI, registrados entre 1641 y 1880.

Como se puede constatar Ecuador tiene como característica normal ser de alto riesgo sísmico, pero hay que tener en cuenta que los efectos adversos que los movimientos telúricos provocan de ahí la importancia en las estructuras construidas por el ser humano no son propias del mecanismo del sismo, sino más bien fallas en el proceso de diseño y/o construcción de las mismas, por lo que está claro que aunque los sismos son eventos naturales inevitables, sus efectos destructivos sobre las estructuras de ingeniería pueden ser mitigados de tal manera que estos continúen funcionales después del movimiento producido. Por todo lo anteriormente dicho el país presenta múltiples desafíos ante el problema sísmico y toma una relevancia importante la investigación de estructuras resistentes a sismos, tanto del punto vista estructural como funcional, ya que de esta manera puede prestar servicio directo a toda la población del país. El Ecuador debido a su realidad geológica es un país en el que se necesita el estudio del comportamiento de los procesos sísmicos y comprobar el adecuado funcionamiento de los diferentes dispositivos que se puedan generar para el control de las vibraciones producidas por los sismos sobre las estructuras, tal como lo son

¹ Análisis Sísmicos de Edificios, pág. 6

los aisladores sísmicos basales, los cuales son un sistema de regulación pasivo que se han venido desarrollando satisfactoriamente en las últimas décadas y que logran mitigar los daños que generan los sismos.

Básicamente, el aislamiento sísmico es una técnica que consiste en desacoplar una estructura del suelo, colocando este mecanismo entre la cimentación de la estructura y el suelo. Este dispositivo es muy flexible en la dirección horizontal; pero, sumamente rígido en la dirección vertical.

El aislamiento sísmico es una técnica de diseño sismo resistente que consiste en introducir un elemento de apoyo de alta flexibilidad o baja resistencia que independiza a la estructura del movimiento que se propaga por el suelo donde ésta se funda. Los aisladores reducen notablemente la rigidez del sistema estructural, haciendo que el periodo fundamental de la estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con base fija.

Numerosos estudios teóricos, análisis numéricos y ensayos de laboratorio demuestran el excelente comportamiento que puede lograr este sistema de la protección de estructuras sometidas a eventos sísmicos moderados y severos.

Entonces, es importante destacar que el análisis dinámico de estos sistemas juega un rol fundamental en la evolución del desempeño deseado por el diseñador.

Lastimosamente en el Ecuador, al 2014 todavía no existe un edificio con aisladores de base. Recién en el 2010, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército terminó de construir el puente que une las ciudades de Bahía de Caráquez con San Vicente con aisladores de base los mismos que están ubicados bajo el tablero del puente. Otro de los puentes construidos por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército se colocó aisladores de base tipo FPS en el puente metálico que une el aeropuerto de la parroquia Tachina con la ciudad de Esmeraldas.



Fig. 1.1. Colocación tres aisladores FPS Puente esmeraldas



Fig. 1.2. Puente esmeraldas terminado con tres Aisladores FPS

En el presente trabajo de tesis se estudia y desarrolla la posible implementación de un sistema de aislación pasivo basal, para un caso particular, en los edificios: HOSPITALIZACIÓN de 7 niveles más un subterráneo, C. QUIRÚRGICO Y OBSTETRICIA de un nivel, los cuales se encontraran en el Hospital Regional de Ambato, y tiene una tipología estructural de elementos de hormigón armado. Se diseñarán dos tipos posibles de aislación basal para los edificios, los cuales serán comparados a través de un análisis dinámico no lineal, según la NEC – 11 observando comparativamente cual es el sistema que presenta mejores resultados según criterios de interés, haciendo el mismo análisis para realizar un paralelo de la respuesta de los edificios con el método convencional y con aisladores basándonos en la norma chilena NCh2745.

1.1.1. INGENIERIA SISMICA

La Ingeniería Sísmica, emerge como una rama interdisciplinaria de la ingeniería, un nexo entre las ciencias de la tierra y la ingeniería civil orientada primariamente a la mitigación de la amenaza sísmica, a fin de aprender cómo controlar el riesgo sísmico.

Riesgo Sísmico, es la probabilidad que las consecuencias sociales o económicas de eventos sísmicos igualen o excedan valores especificados en un sitio durante un tiempo de exposición especificada. El riesgo sísmico es el resultado de la peligrosidad sísmica tal como se describe mediante la siguiente relación:

$$\text{Riesgo Sísmico} = \text{Peligrosidad Sísmica} \times \text{Vulnerabilidad Sísmica}^2$$

Dónde:

Peligrosidad Sísmica, representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de un área dada, de un movimiento sísmico de una intensidad determinada.

² Aisladores de Base Elastoméricos y FPS, pág.2

Vulnerabilidad sísmica, representa el grado de daño debido a la ocurrencia de un movimiento sísmico de una intensidad determinada.

La mitigación sísmica reside en controlar la vulnerabilidad del medio construido porque esto permite controlar las fuentes potenciales de peligrosidad sísmica, las cuales son una consecuencia de la interacción de la actividad sísmica que no se puede controlar y de la vulnerabilidad del medio construido controlable. Aunque la Ingeniería Sísmica es una rama relativamente nueva de la ingeniería, los avances realizados en esta área han cumplido ya un efecto importante al reducir el riesgo sísmico a través del mejoramiento del medio construido, haciendo posible el diseño y construcción de estructuras sismo resistentes tales como puentes, represas, líneas de abastecimiento, edificios de alto riesgo, etc. Los problemas encontrados en la Ingeniería Sísmica son complejos y sus soluciones son por lo general también complejas, que requieren una contribución interdisciplinaria de grupos de investigación, de profesionales prácticos, de usuarios, de oficinas gubernamentales, etc.

Los terremotos están entre las más traumáticas experiencias producidas por los fenómenos naturales. En un corto período de tiempo la base firme de la Madre Tierra, en quien todos confiamos, empieza a temblar en forma aterradora causando devastación física asociada a perdurables efectos psicológicos.

El número de víctimas producidas por los terremotos es impresionante.

En Ecuador luego del terremoto de Pujilí 1996, se conformó el Comité Ejecutivo del Código Ecuatoriano de la Construcción, para colaborar en todas las tareas conducentes a la actualización del Código de la Construcción (CEC) de 1977. Este esfuerzo condujo a la publicación del capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismo-resistente del CEC-2000.

Doce años después, el Comité Ejecutivo del Código Ecuatoriano de la Construcción, en sesión celebrada el 14 de octubre del 2008, dispuso que el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, celebre un convenio de cooperación interinstitucional con la Cámara de la Construcción de Quito, para impulsar de manera efectiva y rápida la actualización y elaboración final del CEC. El mencionado convenio fue suscrito 11 de Diciembre de 2008.

El 24 de Marzo 2011, mediante Decreto Ejecutivo 705 se crea el Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, con el propósito de expedir la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

En los últimos tiempos han surgido nuevas ideas respecto a la protección ante el peligro sísmico. En base a consideraciones derivadas del avance tecnológico, se ha propuesto resolver el problema de hacer las construcciones más seguras, y conseguir que el sismo afecte menos a las estructuras. La idea es de acoplar a la estructura un sistema mecánico y lograr que este último absorba la mayor parte de la energía sísmica que le llega al conjunto. Se podría plantear la siguiente ecuación global:

$$E_{SISMICA} = E_{ESTRUCTURA} + E_{SISTEMAMECANICO} \text{ (Ec 1.1)}$$

$$E = \text{ENERGÍA}$$

De esta manera la energía sísmica que le corresponde a la estructura se reduce notablemente. Se han ideado diversos dispositivos que representan a lo que se ha denominado sistema mecánico y que en la literatura técnica se denominan como sistemas de protección pasiva.

Estos sistemas han tomado varias formas: disipadores pasivos, fluencia de metales, fricción, deformación de metales sólidos visco elásticos, deformación de fluidos visco elásticos, extrusión de metales, etc.

El sistema pasivo que ha tomado mayor desarrollo es el de aislación en la base, esta se trata de apoyar a la estructura no directamente sobre el terreno sino que sobre aisladores que desacoplen el movimiento del suelo

con respecto al de la estructura, reduciendo así la respuesta sísmica. La aislación basal tiene dos principios fundamentales que son la flexibilización y el aumento de amortiguamiento, logrando reducir las aceleraciones y concentrando el desplazamiento en el sistema de aislación con la contribución de la amortiguación.

La aislación basal hoy en día se considera como un diseño estratégico que está dirigido a reducir la cantidad de energía de entrada a las fundaciones de una estructura.

Dicha estrategia logra su efectividad mediante los siguientes mecanismos:

- A través de la reducción de la respuesta sísmica como una consecuencia al corrimiento del periodo fundamental de la estructura.
- A través de una limitación de las fuerzas transmitidas a la fundación. Una alta capacidad de amortiguamiento de los aisladores permite controlar y reducir los desplazamientos relativos.

Existen varios tipos de aisladores de base pero únicamente se van a presentar, aisladores elastoméricos, que se tratarán en capítulos posteriores.

1.1.2. IMPACTO ECONOMICO DE LOS DAÑOS EN EDIFICIOS, PRODUCIDOS POR SISMOS

El impacto económico es considerable cuando se produce un sismo de alta intensidad dependiendo de, su duración, el número de réplicas características propias del sismo y existen también las relacionadas directamente con la construcción: los materiales utilizados, la geometría estructural, la presencia de un diseño sismo resistente y finalmente la características de la sociedad como es la concentración de población, cantidad de edificaciones y la economía propia del país. Para lo cual son sumamente importantes las diferentes tendencias y elementos que se pueden implementar para que el impacto económico sea menor.

Es evidente que los impactos económicos son consecuencias de diferentes tipos de daños que produce el sismo que los podemos determinar cómo daños directos e indirectos.

Daños directos, se refieren a la pérdida de todo tipo (parcial o total, recuperables o no) en los acervos de capital fijo, inversiones e inventarios de producción terminada o en proceso, de materias primas, maquinaria y repuestos.

Daño directo se refiere a la destrucción física ya sea completa o parcial, que ocurre durante el desastre o inmediatamente después. Es evidente que el costo de reposición de ese mismo acervo, incluso sin mejoras, será mayor y el valor de reconstrucción puede tener grandes variaciones respecto a la magnitud inicial del daño directo.

Daños indirectos, se refiere a los daños de los bienes y servicios que no serán producidos o prestados como consecuencia del desastre, a partir del mismo y durante un periodo posterior que puede prolongarse por semanas, meses o años, dependiendo de las características del evento.

La suma de los daños directos e indirectos representa el total, en términos materiales y monetarios, del efecto del terremoto. Se deben evaluar con cautela las consecuencias de un desastre para incluir ambos tipos de daño en la estimaciones, dado que con frecuencia los daños indirectos pueden ser equivalentes o superiores al valor monetario de los daños directos; y son estos daños indirectos los que producen los efectos secundarios de alteración o debilitamiento de la economía, impidiendo que pueda enfrentar por sí sola los requerimientos de rehabilitación y reconstrucción; y por lo general no son tan considerados en la evaluaciones que se realizan de los proyectos.

Efectos secundarios se refieren al impacto del desastre en el comportamiento global de la economía afectada, medido a través de las variables macroeconómicas de mayor significación. La estimación de cambios en estas variables, hecha a partir del valor de los daños totales, tanto directos como indirectos, no se suma matemáticamente a éstos.

Los principales efectos secundarios de un desastre se aprecian en:

- El comportamiento global y sectorial del producto interno bruto (PIB).
- El balance comercial y su efecto en la balanza de pagos.
- El nivel de endeudamiento y su relación con las reservas monetarias.
- La evolución de las finanzas públicas.
- La formación bruta de capital.
- Dependiendo de la naturaleza del desastre, puede haber efectos secundarios en términos de inflación, empleo e ingresos de los hogares.

1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar y comparar el comportamiento estructural de una edificación convencional con una edificación aislado en la base de su estructura, a través de la utilización del programa de cálculo estructural ETABS 9.7.4.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Entregar los resultados del comportamiento que tienen los tipos de aisladores a estudiar, los cuáles son: Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento y Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo.
- ✓ Analizar cuál de los dos sistemas de aislación aplicados tiene el mejor comportamiento frente la presencia de un sismo aumentando la seguridad de la estructura.
- ✓ Diseñar convencionalmente la estructura utilizando el código del ACI 318-08 con las respectivas disposiciones que presenta, y de esta forma dar cumplimiento a las normas internacionales.
- ✓ Analizar las disposiciones que se muestra en el capítulo de requisitos de diseño sismo resistentes dada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC- 11), comparando con lo establecido en el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC2002).

1.2.3. ALCANCES

A partir del análisis y de la comprensión de los objetivos generales y específicos se desprende los siguientes alcances.

- ✓ Proveer de información sobre aisladores basales, ya que en nuestro país, no existen estructuras con estos sistemas, impulsando el interés, estudio e implementación de los mismos.

1.3. METODOLOGÍA

En este trabajo de investigación se analizará el comportamiento estructural del método convencional versus al método de aislación sísmica de base,

para entregar en forma clara los fundamentos que sustentaran las conclusiones. Como se trata de la evaluación de un proyecto de ingeniería, los edificios: HOSPITALIZACIÓN de 7 niveles más un subterráneo, C. QUIRURGICO Y OBSTETRICIA de un nivel, los cuales se encontrarán en el Hospital Regional de Ambato, lo que se pretende es ver si realmente es conveniente estructuralmente respecto al mismo proyecto realizado en forma convencional, todo esto respaldado por un estudio estructural el cual muestre si existen bondades en el nuevo diseño justificando la implementación del nuevo sistema. Para lograr evaluar el proyecto, se enfoca el presente trabajo:

En este trabajo se realiza un análisis de la estructura empotrada con el CEC-2002 es decir aplicando el análisis convencional y la NEC – 11 aplicando las nuevas solicitaciones sísmicas, los diseños se lo realizará con el código ACI318-08 para de esta forma tener la misma referencia y realizar la comparación de los resultados obtenidos, se realizará apoyando en el software ETABS.

En la siguiente parte del trabajo se analiza y diseña dos sistemas de aislación basal: aislador elastomérico convencional (HDR) y el aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB), en el cual se realiza una investigación teórica del comportamiento de los mismos y el procedimiento de diseño para cada uno de los casos según lo establecido en la NCh 2745. Los diseños de los aisladores se modelaran en el software en ETABS para acoplarla al modelo convencional con la norma NEC-11 y observar los comportamientos de una estructura aislada. Se realizará la comparación de una estructura aislada versus la estructura empotrada con los resultados obtenidos en cada uno de los sistemas.

Este trabajo de investigación serviría para la comprensión de la aislación basal de las edificaciones, siendo un estudio que busca incentivar y fomentar el uso de este nuevo sistema en el área de la protección sísmica, dando seguridad a la estructura que nos ayudará a prevenir daños en los elementos no estructurales y estructurales ante sismos que pueden ocurrir durante la vida útil de la edificación.

CAPITULO II

2. SISTEMAS DE AISLACION BASAL

2.1. ANTECEDENTES GENERALES

El diseño de estructuras con aislación sísmica se fundamenta en el principio de separar la superestructura (componentes del edificio ubicados por sobre la interfaz de aislación) de los movimientos del suelo o de la subestructura, a través de elementos flexibles en la dirección horizontal, generalmente ubicados entre la estructura y su fundación o a nivel del cielo del subterráneo (subestructura). Sin embargo, existen casos donde se han colocado aisladores en pisos superiores.

La incorporación de aisladores sísmicos permite reducir la rigidez del sistema estructural logrando que el período de vibración de la estructura aislada sea, aproximadamente, tres veces mayor al período de la estructura sin sistema de aislación.

Un esquema general se presenta en la Fig. 2.1:

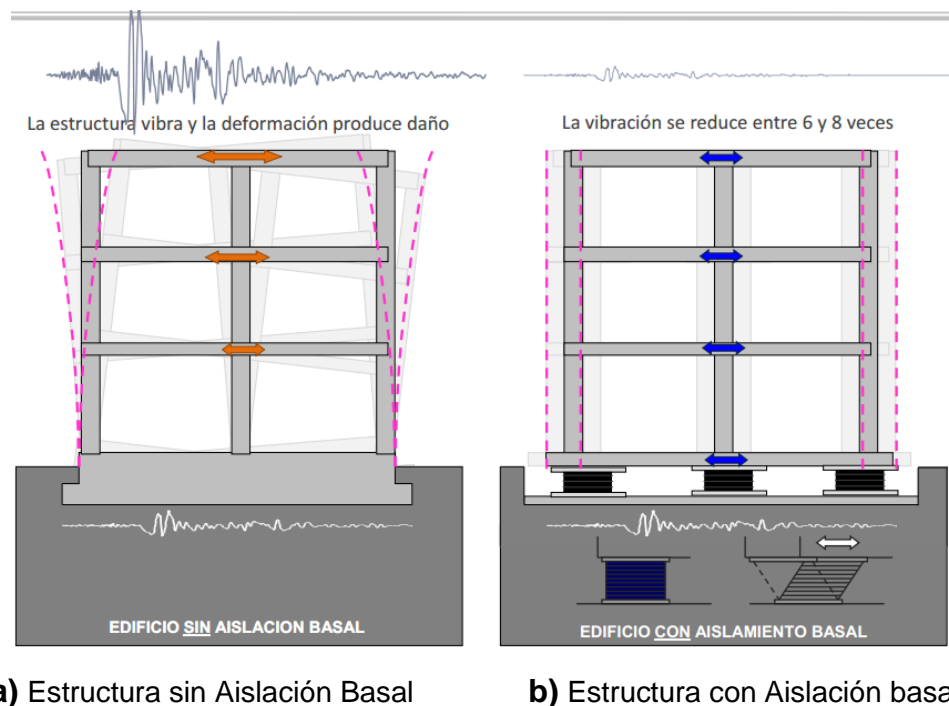


Fig. 2.1. Comparación de la respuesta de un edificio sin aislación basal y uno con aislación basal

El aislamiento sísmico es utilizado para la protección sísmica de diversos tipos de estructuras, tanto nuevas como estructuras existentes que requieren de refuerzo o rehabilitación. A diferencia de las técnicas convencionales de reforzamiento de estructuras, el aislamiento sísmico busca reducir los esfuerzos a niveles que puedan ser resistidos por la estructura existente. Debido a esto último, la aislación sísmica de base es especialmente útil para la protección y refuerzo de edificios históricos y patrimoniales.

No en todas las estructuras se pueden y deben colocar aisladores de base. En efecto, si la estructura sin aisladores es muy flexible, no es adecuado colocar aisladores. Lo propio, no en todos los lugares se pueden construir estructuras con aisladores de base, ya que depende de la forma del espectro de diseño y del tipo de suelo, por ejemplo en suelos blandos no es aconsejable utilizar este sistema.

En zonas de aceleraciones espectrales bajas se tienen periodos altos, ahí si es adecuado colocar aisladores de base pero si la forma del espectro no es así, no conviene colocarlos.

En estructuras en las cuales no es conveniente colocar aisladores de base, se puede pensar en la implementación de disipadores de energía, existe una variedad de disipadores disponibles en el mercado.

El sistema de aislación debe satisfacer:

- ✓ Flexibilidad horizontal de modo de alargar el período fundamental de vibración de la estructura a una zona de menor aceleración espectral.
- ✓ Amortiguamiento y disipación de energía, de modo de reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación
- ✓ Resistencia para cargas de servicio, de manera de evitar vibraciones molestas.

El diseño de una estructura con este sistema de aislación debe cumplir con los siguientes objetivos de desempeño:

- ✓ Resistir sismos pequeños y moderados sin daño en elementos estructurales, componentes no estructurales, y contenidos del edificio.

- ✓ Resistir sismos severos sin que exista:
 - a) falla del sistema de aislación,
 - b) daño significativo a los elementos estructurales,
 - c) daño masivo a elementos no estructurales,
 - d) interrupción de la operatividad de la estructura.

2.2. TIPOS DE AISLACIÓN BASAL

Los Sistemas de Aislación y Disipación Sísmica basal, están dispuestos, entre la subestructura y la superestructura de edificios, puentes y también en algunos casos, en la misma superestructura de edificios, que permiten mejorar la respuesta sísmica de ellos, aumentando los periodos y proporcionando amortiguamiento y absorción de energía adicional, reduciendo sus deformaciones según sea el caso.

Estos sistemas tienen sus propias características, propiedades y diferente manera de funcionamiento, pero dan resultados similares en cuanto a la respuesta ante un sismo, los 3 sistemas más conocidos que son los siguientes:

- Aislador Elastomérico Convencional.
 - ✓ Aislador Elastomérico de Bajo Amortiguamiento (LDB).
 - ✓ Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDR).
- Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo.
- Aislador de Péndulo Friccional (F.P.S).

2.2.1. AISLADOR ELASTOMÉRICO CONVENCIONAL

Está formado por un conjunto de láminas planas de goma intercaladas por láminas de acero adheridas a la goma, y cubierto en sus extremos superior e inferior por dos placas de anclajes las mismas que van conectadas con la superestructura en su parte superior y la fundación en su parte inferior por medio de pernos de anclaje. Entre las láminas de acero, la lámina de goma puede deformarse en un plano horizontal y de esta manera permitir el desplazamiento horizontal de la estructura relativo a la cimentación.

La mayoría de los diseños de aisladores elastoméricos se utiliza la geometría de un cilindro, ya que con esto las propiedades del aislador no se ven afectadas por la dirección de la carga horizontal aplicada, repartiéndose los esfuerzos uniformemente en todas sus direcciones.

Elastomérico Convencional.



Fig. 2.2. Detalle de un aislador elastomérico convencional

2.2.1.1. AISLADORES ELASTOMÉRICO DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDR)

“Los aisladores elastoméricos de caucho natural de bajo amortiguamiento, han sido usados ampliamente alrededor del mundo en conjunción con dispositivos de amortiguamiento adicionales. Estos aisladores tienen dos placas de acero externos y varias láminas delgadas de acero internas. El caucho es vulcanizado y unido a las láminas delgadas de acero a través de una operación simples bajo presión y temperatura en un molde.

Un esquema de un aislador LDR se presenta en la Fig. 2.4:

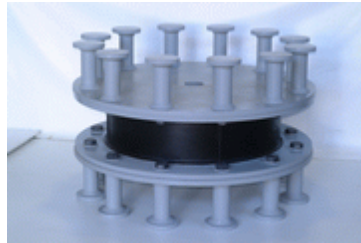


Fig. 2.4. Esquema de un aislador Elastomérico de bajo amortiguamiento (LDR).

Las láminas de acero previenen el abultamiento lateral de caucho y provee de una alta rigidez vertical al aislador. La rigidez Horizontal del Aislador es controlada por el bajo módulo de caucho. El comportamiento del material en cortante es casi lineal hasta deformaciones por corte del orden de 100% con amortiguamiento en el rango de 2-3% del crítico.

Las ventajas de aisladores de caucho de bajo amortiguamiento son muchas: la fácil fabricación, moldeado simple, y sus propiedades mecánicas no son afectadas por la temperatura y envejecimiento. La única desventaja es que por lo general van acompañados por sistemas de amortiguamiento adicional.”³

³ Boletín Informativo ASOCEM 2011, Actualidad Nacional N° 1/Octubre 2011, Copyright © Asociación de Productores de cemento – Lima - Perú

2.2.1.2. AISLADORES ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

“El desarrollo de un caucho natural compuesto con suficiente amortiguamiento para eliminar la necesidad de un sistema de amortiguamiento suplementario fue desarrollado en 1982 por la asociación de investigación de los productores de caucho de malasia del Reino Unido. El amortiguamiento es incrementado por la adición de bloques de carbón extrafino, aceites, resinas y otros. El amortiguamiento es incrementado a niveles entre el 10% - 20% para deformaciones por corte de orden del 100%.



Fig. 2.5 Ejemplos de aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento.

El material es no lineal para deformaciones por corte menores que el 20% y es caracterizado por su alta rigidez y amortiguamiento el cual tiende a minimizar la respuesta bajo cargas de viento o sismos pequeños. Para deformaciones por corte entre el 20% y el 120% el módulo de corte se incrementa debido al proceso de cristalización por deformación del caucho lo cual va acompañando con un incremento en la energía disipada. Este incremento en rigidez y amortiguamiento ha sido dirigido para producir un sistema que es rígido para pequeñas solicitaciones, casi lineal y flexible para un nivel de diseño y que puede limitar los desplazamientos para niveles de sollicitación mayor.

El amortiguamiento en este tipo de aisladores no es ni viscoso ni histérico, pero tiene de ambos. Múltiples ensayos han mostrado que la energía

disipada por ciclo es proporcional al desplazamiento elevado a la potencia 1,5.”⁴

2.2.2. AISLADORES ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)

“Este tipo de aisladores son similares a los anteriores (compuestos por laminas: de caucho y acero de forma intercalada) pero contiene uno o varios núcleos de plomo. Las láminas de acero en el apoyo se fuerzan al núcleo de plomo a deformarse por corte. Los núcleos de plomo dotan al dispositivo de aislamiento con un comportamiento bilineal. El núcleo de plomo debe ser encajado de forma ajustada dentro de los huecos previamente preparados en el aislador y forzado a entrar en él. La rigidez inicial y el amortiguamiento efectivo del aislador dependen del desplazamiento.”⁵ Un corte esquemático de un LRB es presentado en la Fig. 2.6:



Fig. 2.6 Corte esquemático de aislador con núcleo de plomo donde se aprecia la disposición de las láminas de goma-acero, y del núcleo de plomo.

⁴ Boletín Informativo ASOCCEM 2011, Actualidad Nacional N° 1/Octubre 2011, Copyright © Asociación de Productores de cemento – Lima - Perú

⁵ Boletín Informativo ASOCCEM 2011, Actualidad Nacional N° 1/Octubre 2011, Copyright © Asociación de Productores de cemento – Lima - Perú

2.2.3. AISLADOR PÉNDULO FRICCIONAL (FPS)

“Este tipo de aisladores contemplan un sistema de aislamiento friccional que combinan la acción de la fricción por deslizamiento y una fuerza restitutiva generada por la geometría del aislador. Este tipo de aisladores utilizan características de un péndulo natural de una estructura aislada, el periodo de la estructura se selecciona simplemente escogiendo el radio de curvatura de la superficie cóncava del aislador (es independiente de la masa de la estructura soportada). La fricción entre el deslizador articular y la superficie esférica genera el amortiguamiento en los aisladores. La rigidez efectiva del aislador esta también controla por el radio de curvatura de la superficie cóncava.”⁶ En la figura 2.7 se muestra un ejemplo de aislador péndulo friccional:



Fig.2.7 Aislador péndulo friccional.

⁶ Boletín Informativo ASOCCEM 2011, Actualidad Nacional N° 1/Octubre 2011, Copyright © Asociación de Productores de cemento – Lima - Perú

CAPÍTULO III:

3. CARACTERIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LOS EDIFICIOS

3.1. VALORES CARACTERISTICOS MODOS DE VIBRACIÓN

Las estructuras que poseen masa y elasticidad son capaces de vibrar. Estas vibraciones pueden ser excitadas por fuentes tales como motores, compresores, vientos, terremotos, etc. Si la frecuencia de estas fuentes de vibración coincide con una de sus frecuencias naturales de vibración, la estructura entra en resonancia y su amplitud de vibración puede alcanzar magnitudes lo suficientemente grandes para dañar o incluso destruirla. Para evitar la resonancia es necesario conocer las frecuencias naturales de vibración de los diferentes modos de vibración de la estructura, como también el espectro de frecuencias de las fuentes de vibración con las que la estructura puede entrar en contacto.

Los parámetros más importantes en la vibración de un edificio como en cualquier estructura, son: las frecuencias naturales, las formas de los modos y el amortiguamiento.

En un edificio existen dos clases de vibraciones: las que provienen de una fuente interna y las que provienen de una fuente externa. La mayor parte de las vibraciones que se generan en el interior de los edificios son provocadas por máquinas (ascensores, ventiladores, bombas, etc.) o por los ocupantes (la marcha, el salto, la danza, la carrera). Las fuentes de vibraciones externas son generalmente debidas ha: tráfico en calles o rutas y ferrocarriles, actividades relacionadas con la construcción, los vientos muy fuertes y los temblores de tierra. Estas vibraciones pueden producir desde solamente una sensación de desagrado de los ocupantes hasta daños en el funcionamiento de ciertos instrumentos o en la estructura del edificio.

En una estructura tridimensional (x, y, z) tipo de edificios, es útil y suficiente asumir la hipótesis del diafragma rígido de piso, lo cual acepta que las plantas o losas de entrepiso incluyendo las terminaciones, divisiones y vigas, y además las porciones de columnas y muros que constituyen la mitad

inferior y superior del nivel considerado se encuentran concentrados en el centro de masa de la losa respectiva y que son indeformables en el plano (x, y), de esta forma el problema global se reduce a tres grados de libertad por piso, dos traslaciones horizontales (u_x, u_y) y una rotación vertical (r_z), a estos se conocen como desplazamientos maestros de piso. Normalmente estos grados de libertad se concentran en un nudo denominado maestro, al cual están conectados rígidamente los nudos restantes, a estos nudos se los denomina dependientes y tienen los grados de libertad opuestos a los nudos maestros, es decir dos rotaciones horizontales (r_x, r_y) y una traslación vertical (u_y). Se muestra un esquema general en la Fig.3.1.

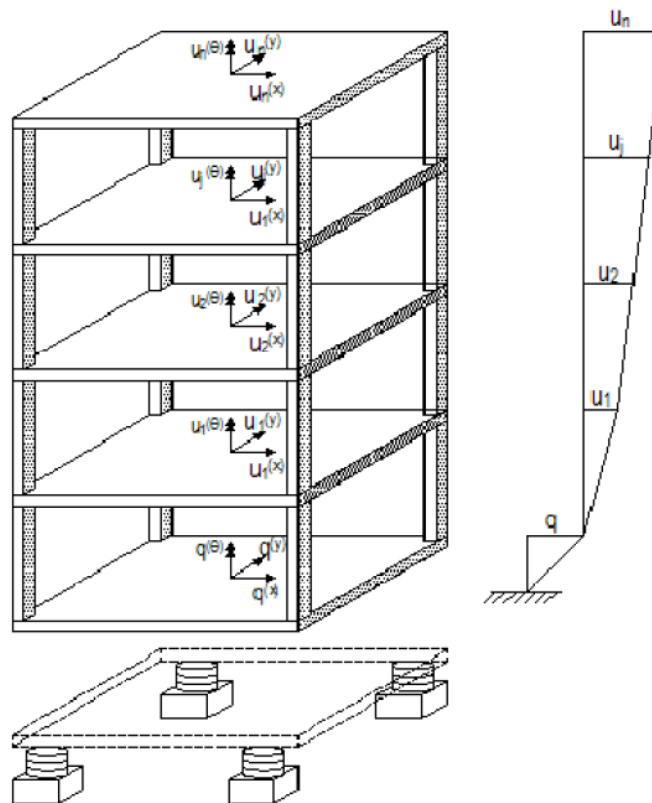


Fig. 3.1. Modelo de tres grados de libertad por planta⁷

El edificio más crítico en estudio consta de 7 plantas con un planta de subsuelo como se muestra en la figura 3.2 se puede analizar como un pórtico de varios niveles con diafragma de cuerpo rígido asumiendo que la masa está concentrada en cada nivel, las columnas se suponen axialmente

⁷ CANDO, MONRROY, PUERRES, ORTEGA. Aislación Sísmica De Un Edificio, Quito-Ecuador, Universidad Central, 2011

inextensibles pero lateralmente flexibles. La respuesta dinámica del sistema está representada por el desplazamiento lateral de las masas con el número de grados de libertad dinámica o n modos de vibración que son iguales al número de pisos de la estructura por los 3 grados de libertad. La vibración resultante del sistema está dada por la superposición de las vibraciones de cada masa. Cada modo individual de vibración tiene su propio periodo y puede ser representado por un sistema simple del mismo periodo.

La Figura 3.2 muestra los modos de un sistema a porticado de 7 niveles. El modo de vibración con periodo mayor (frecuencia baja) es llamado modo fundamental de vibración; modos con periodos cortos son llamados modos armónicos (frecuencias altas).

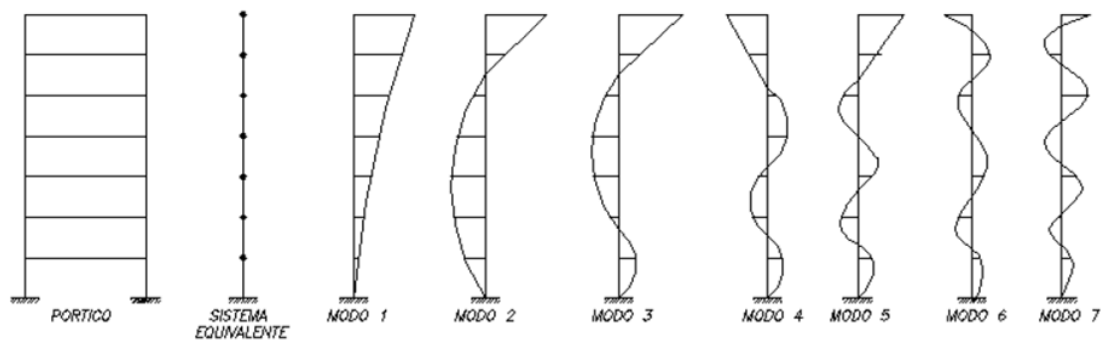


Fig. 3.2. Esquema de Modos de Vibración

Los modos se ordenan de acuerdo a valores crecientes de la frecuencia. La frecuencia más baja se denomina *frecuencia fundamental*. Una regla empírica para estimar la frecuencia fundamental f_1 de un edificio es:

$$f_1 = 10/N \text{ (Ec. 3.1)}$$

Dónde:

f_1 = Frecuencia en *Hertz*

N =Numero de Pisos

Con lo que podemos deducir que:

- ✓ Las estructuras reales son sistemas de muchos grados de libertad, tienen muchos modos de vibración, cada uno con su propia frecuencia (o su propio período).
- ✓ El modo de frecuencia más baja (período más grande) es la frecuencia fundamental (o periodo fundamental).
- ✓ Todas las estructuras tienen un amortiguamiento inherente que depende del tipo de construcción.
- ✓ El amortiguamiento habitualmente aumenta con el incremento de los desplazamientos.
- ✓ Los efectos de la vibración pueden ser mitigados alterando el periodo de vibración de la estructura agregando masa, o incrementando el amortiguamiento mediante un amortiguamiento artificial.
- ✓ Los efectos dinámicos es un aspecto del proyecto muy importante por una variedad de circunstancias:
 - Una carga dinámica (fuerzas variables en el tiempo) puede hacer resonar la estructura.
 - El viento produce resonancias en estructuras que tienen un período fundamental alto (< 2 s).
 - Los terremotos resuenan más fuertemente con estructuras de período más corto (< 1 s), pero pueden hacerlo también con estructuras de período más largo.
 - Las cargas de alta frecuencia como el caminar o correr ($1\text{ Hz} - 3\text{ Hz}$) puede resonar con el sistema piso.
 - Una estructura puede vibrar en frecuencias en las que las personas son sensibles ($3\text{ Hz} - 8\text{ Hz}$)

3.2. CARACTERIZACION ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS (TRADICIONAL)

HOSPITALIZACIÓN 2 de 7 niveles más un subterráneo, C. QUIRURGICO Y OBSTETRICIA de un nivel, los cuales se encontraran en el Hospital

Regional de Ambato, y tiene una tipología estructural de elementos de hormigón armado, se ubica en la zona urbana de la ciudad.

Hospitalización 2, este edificio consta de 8 plantas incluyendo el subsuelo. El subsuelo: para bodegas, almacenamiento y tableros electrónicos, la planta baja: vestidores, comedor, sala de reuniones, los 6 pisos altos para hospitalización en las diferentes áreas, Clínica, pediatría, Ginecología mientras que el piso 7 funciona como terraza accesible. La altura del edificio máxima es decir considerando el nivel del suelo es de 30,72m; con una superficie a construir de aproximadamente 7.091,00 m², con un peso aproximado de 13.608 Ton. Las dimensiones típicas en planta corresponden al orden de 22,20m por 44.90m y una altura de entrepiso típica de 3,96m.

La tipología estructural del edificio es de hormigón armado, con ejes resistentes en dos direcciones; conformado por 10 ejes resistentes correspondientes a pórticos y diafragmas de hormigón armado. Cuenta con pórticos sismos resistentes constituidos por columnas, diafragmas y vigas de H.A., estos tienen columnas de 1,20 m por 0.60 m; vigas de 0.50m de ancho con alturas de 0,80m; bajo las cuales se encuentran muros interiores de mampostería que sirven para dividir las áreas, repitiéndose esta distribución en todos los niveles del edificio.

Los diafragmas de 0.40m de espesor se presentan principalmente en la periferia del edificio y alrededor de los ascensores de 0.50 m de espesor.

En toda su altura posee un sistema de losas de hormigón armado con un espesor de 30cm, lo que genera el efecto de diafragma para la estructura. La escalera de acceso se encuentra entre los ejes 27-28 y FF-GG', la escalera de emergencia se encuentra ubicada entre los ejes 31-31' y Y-X que es una estructura independiente, mientras que los ascensores de acceso de personal y montacargas se ubican en los ejes 27-28 y HH-II, además existe un espacio vacío a manera de tragaluz entre los ejes 27-28 y FF-GG' a partir de la losa +0.00, +3.96 cierta dimensión y a partir de la 7.72 hasta la losa +27.72 aumenta las dimensiones casi en su totalidad. Estas son todas las discontinuidades que presentan las losas en todos sus niveles.

La fundación del edificio corresponde a un sistema de vigas de cimentación en ambas direcciones bajo cada eje las mismas que son de sección tipo “T” con dimensiones aproximadas de 3,50m de zapata, altura de ala de 0,55m y elevación de 2.40. El nivel de cimentación está a una profundidad de 6,80m respecto de la superficie libre del suelo.

Para el diseño y construcción del edificio se estableció un hormigón con resistencia a la compresión de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, acero con una resistencia a la tensión de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

La estructura tiene una forma simétrica, es de forma rectangular, y tiene semejanza entre distancias de ejes.

A continuación en las figuras 3.3 a la 3.9 se presentan las plantas estructurales de los diferentes niveles y unas vistas en elevación representativas para el mejor entendimiento de la conformación del edificio.

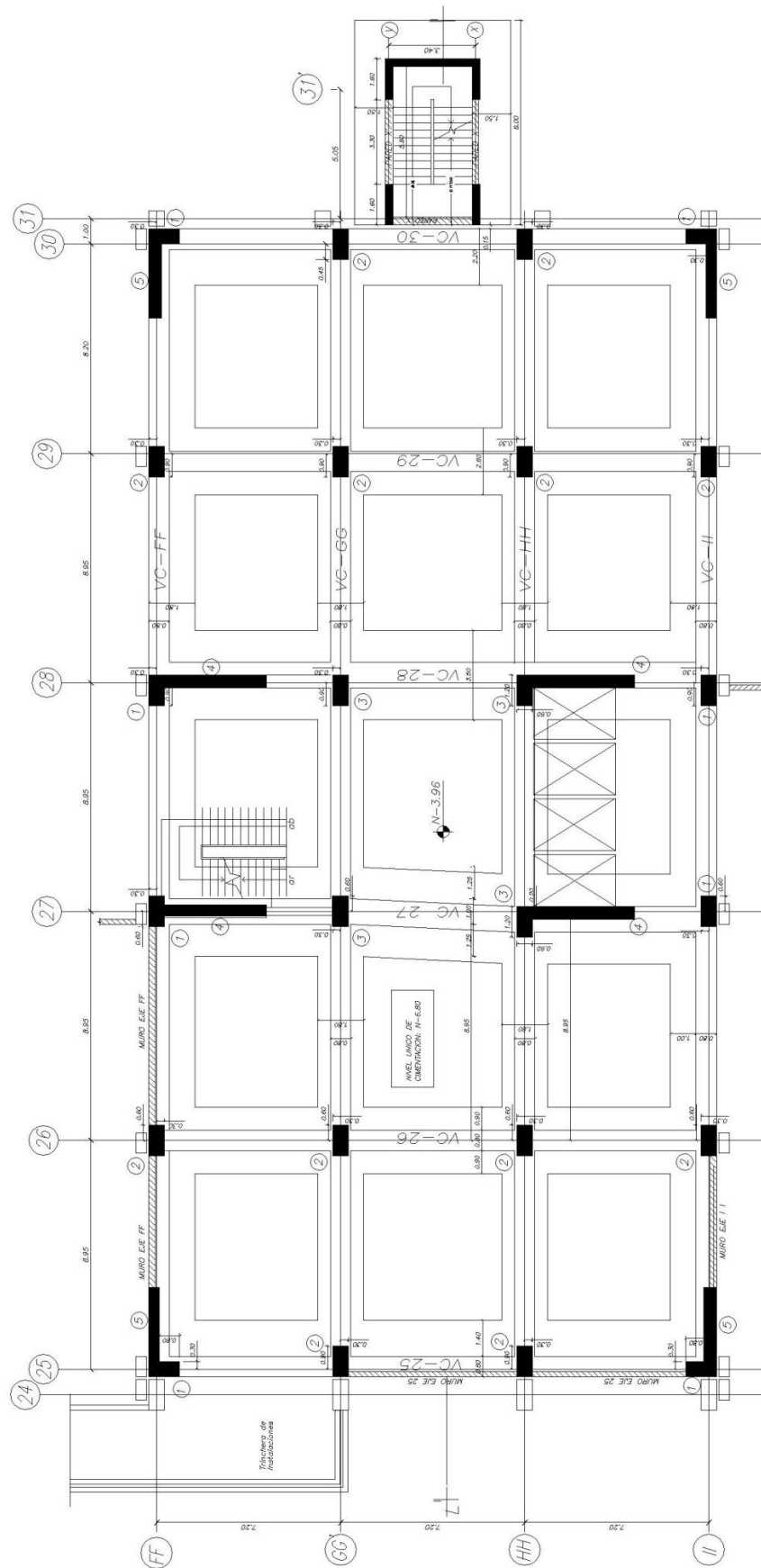
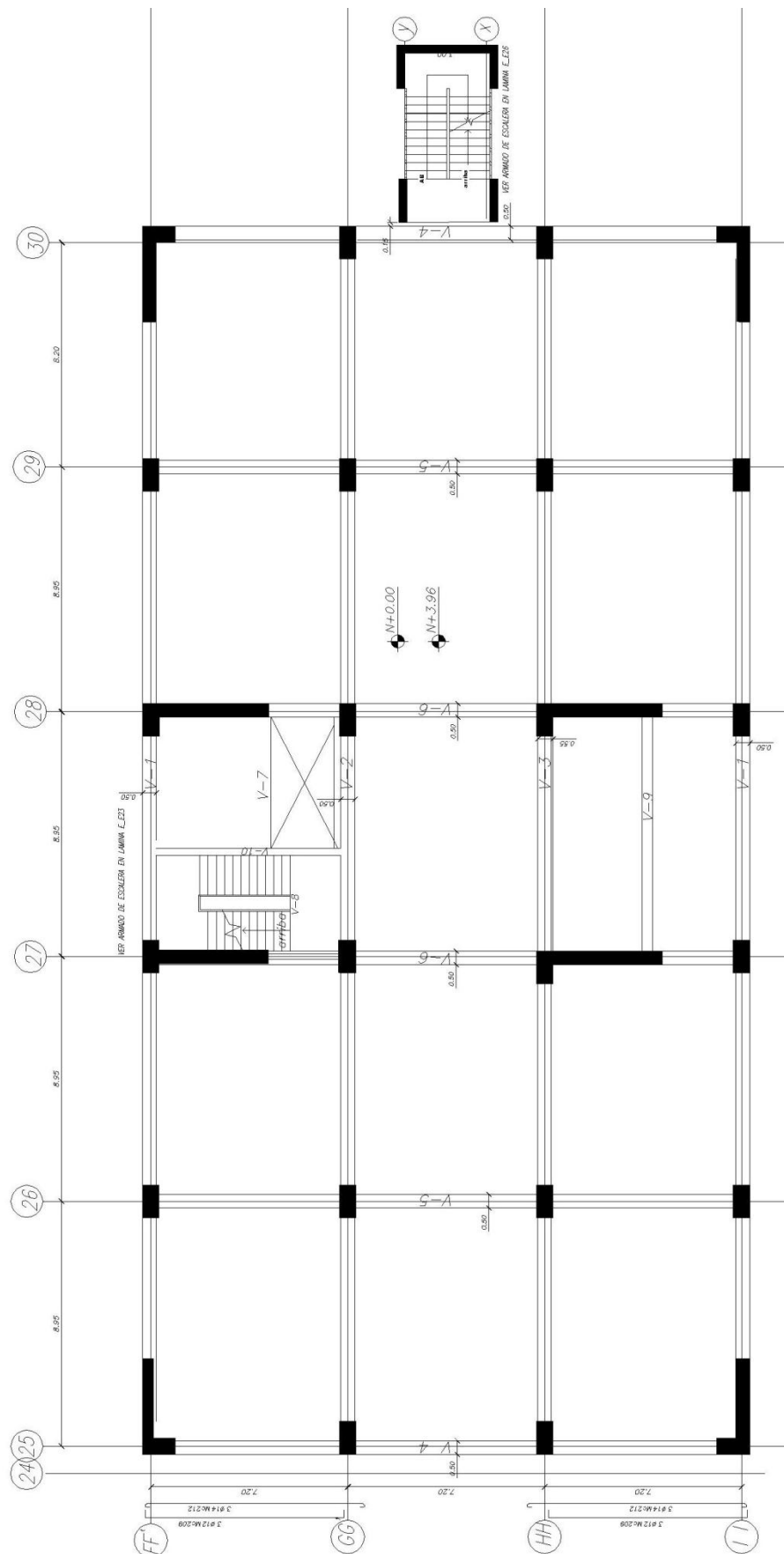


Fig.3.3. Planta Estructural Nivel: -3.96m HOSPITALIZACION



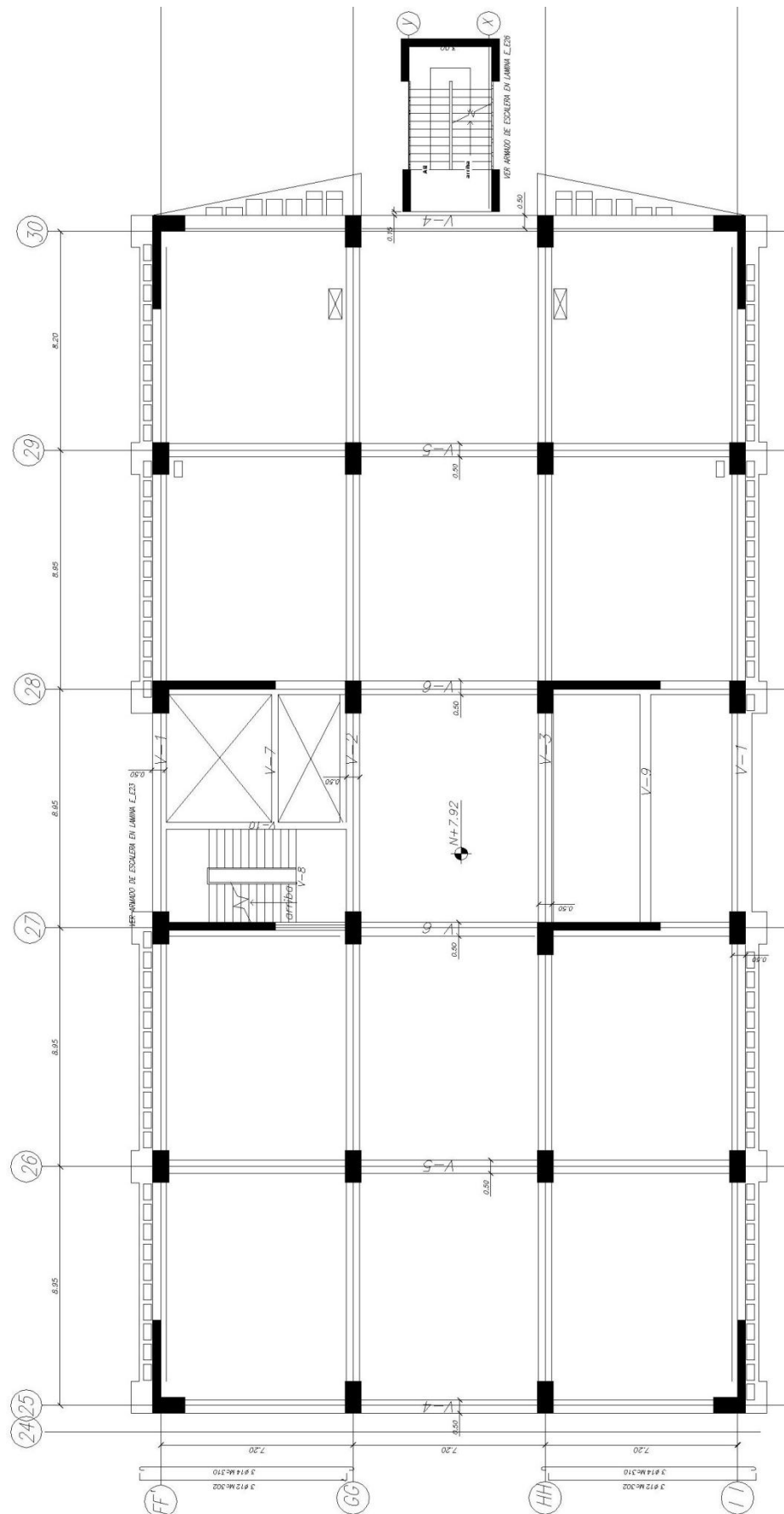
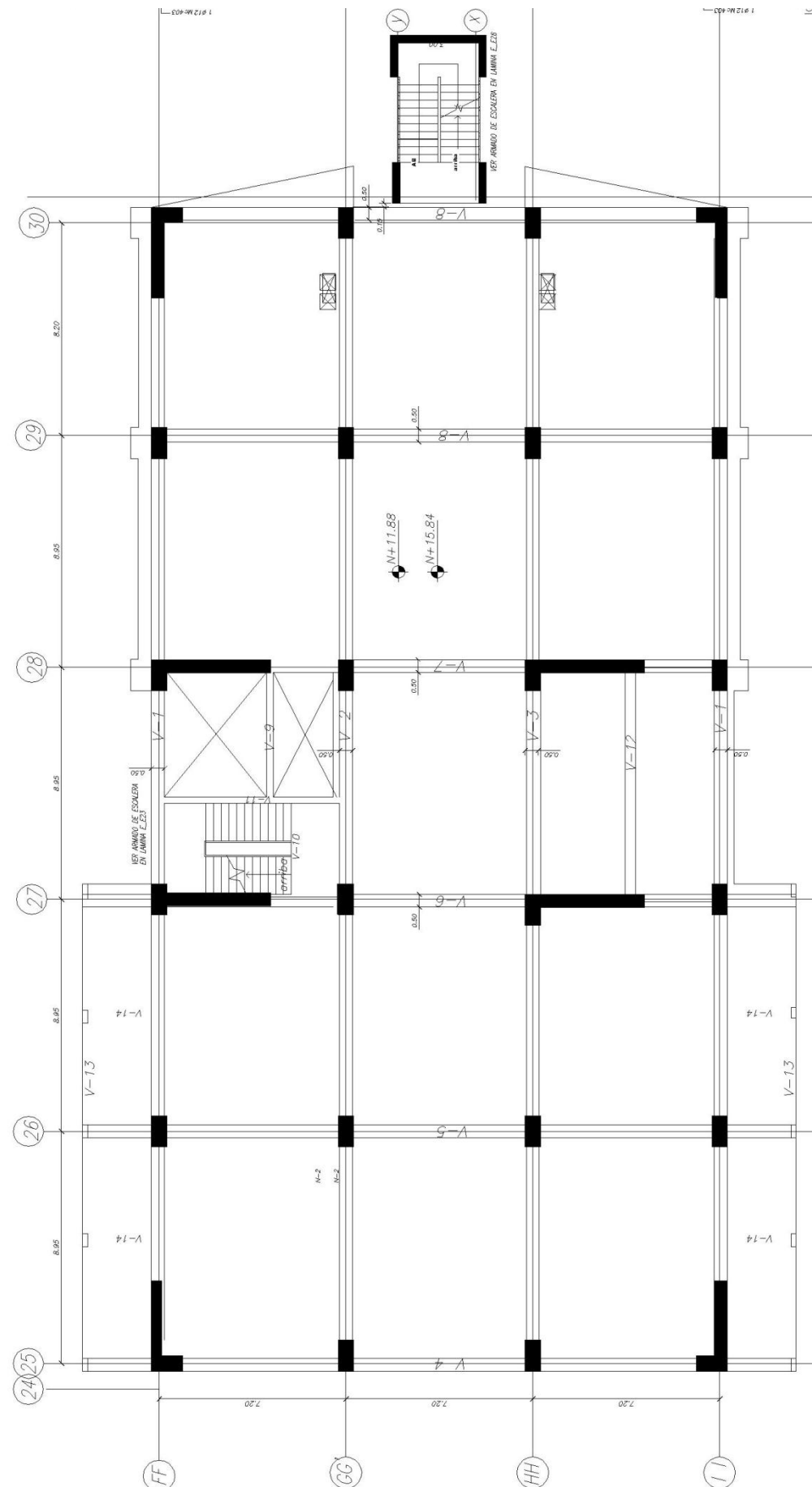
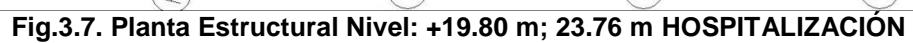


Fig.3.5. Planta Estructural Nivel: +7.92m HOSPITALIZACIÓN





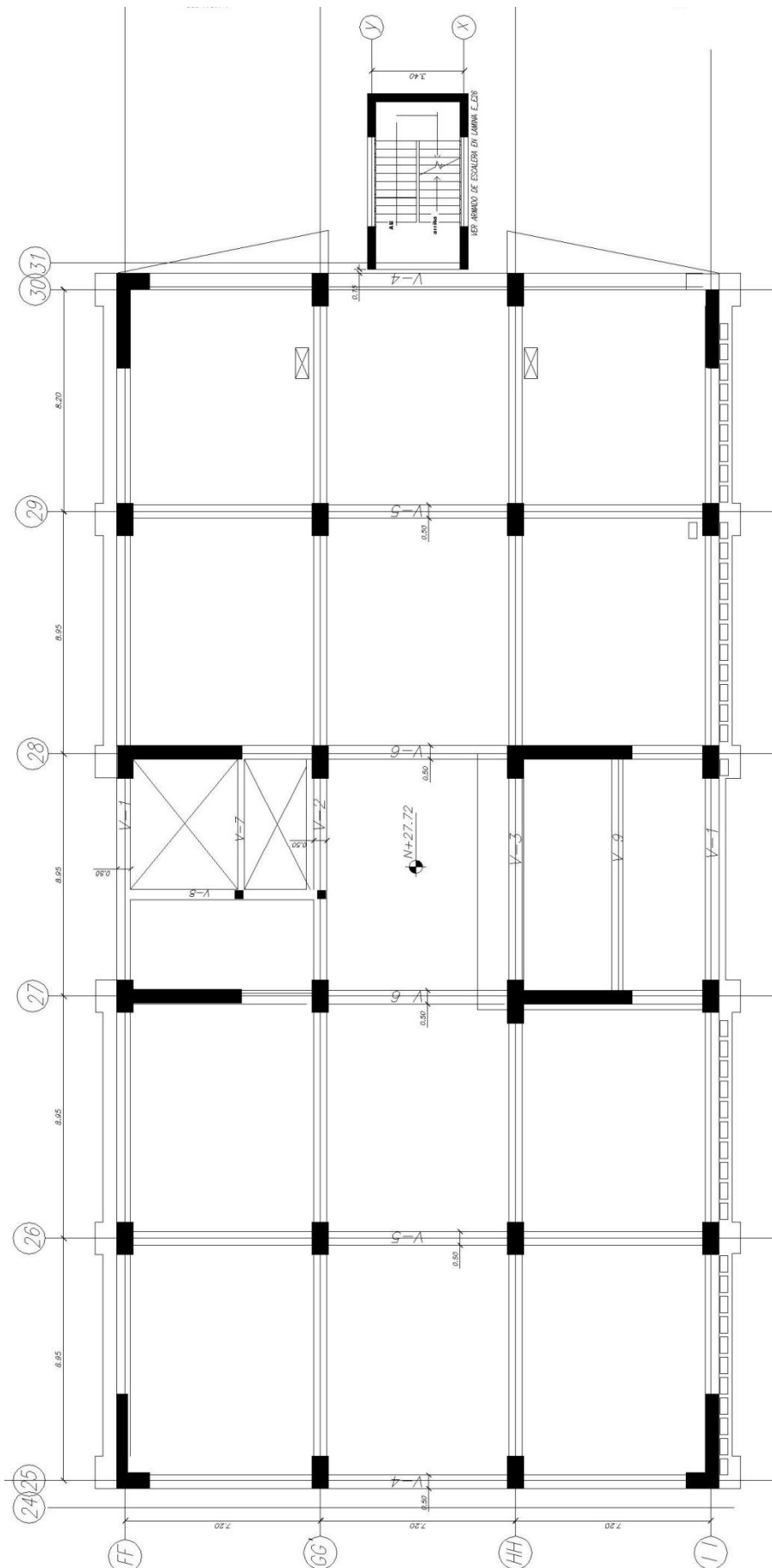


Fig.3.8. Planta Estructural Nivel: +27.72 m HOSPITALIZACIÓN

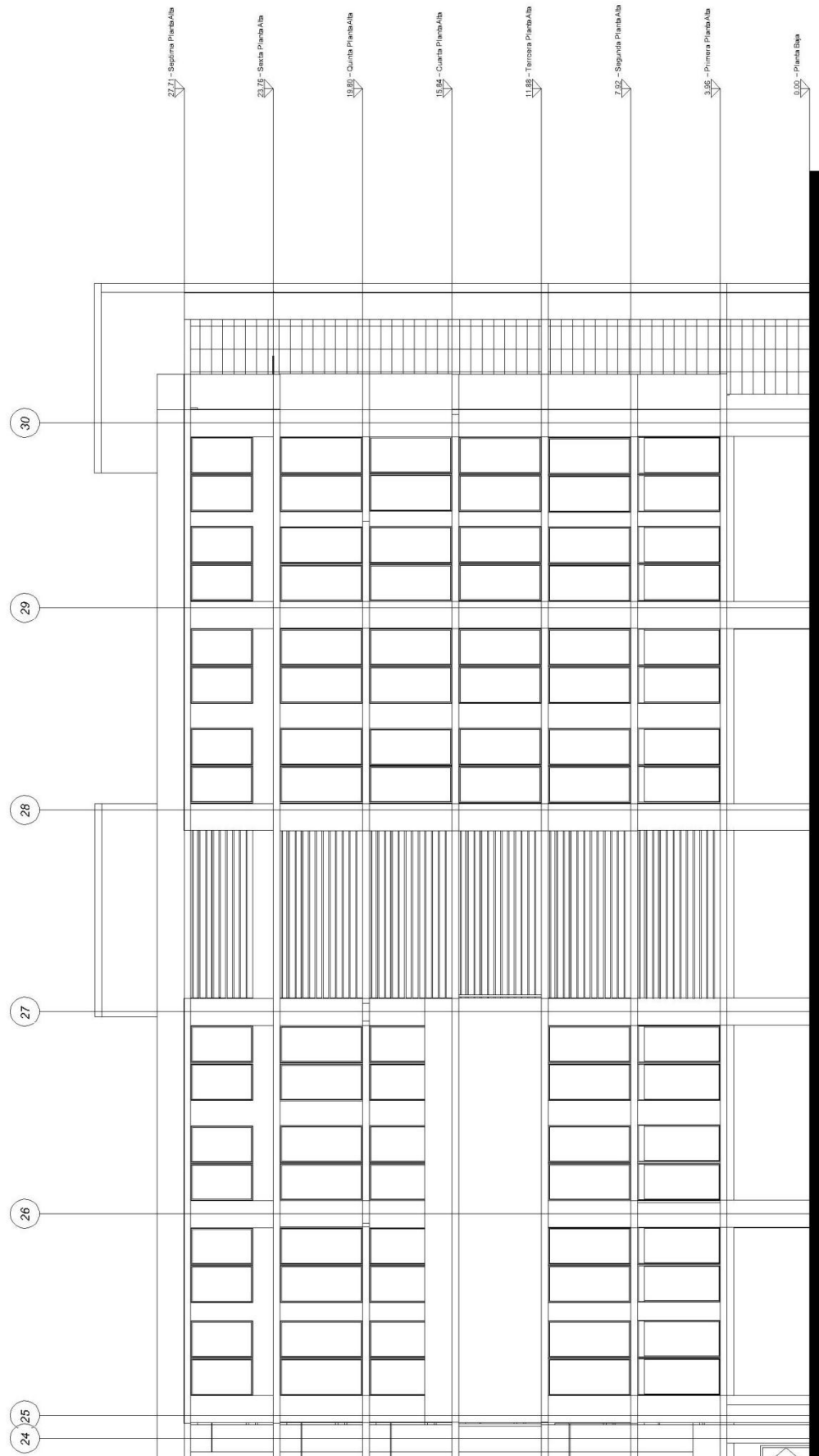


Fig.3.9. FACHADA FRONTAL HOSPITALIZACIÓN

Obstetricia, este edificio consta de 2 plantas incluido el subsuelo. El subsuelo está destinado para funciones múltiples como Aseo, Esterilización, Costura etc..., La planta Baja: Sala de Partos, quirófanos, Salas de recuperación, Enfermería, funciona como terraza inaccesible. La altura del edificio máxima es decir considerando el nivel del subsuelo es de 7,92m; con una superficie a construir de aproximadamente 2.124 m², con un peso aproximado de 2.000 Ton. Las dimensiones típicas en planta corresponden al orden de 22,20m por 43,80m y una altura de entrepiso típica de 3,96m.

La tipología estructural del edificio es de hormigón armado, con ejes resistentes en dos direcciones; conformado por 11 ejes resistentes correspondientes a pórticos y diafragmas de hormigón armado. Cuenta con pórticos sismos resistentes constituidos por columnas, diafragmas y vigas de H.A estos tienen columnas de 0,60/0,60 m; vigas de 0,40m de ancho con alturas de 0,60m; bajo las cuales se encuentran muros interiores de mampostería que sirven para dividir las áreas, repitiéndose esta distribución en todos los niveles del edificio.

En toda su altura posee un sistema de losas de hormigón armado con un espesor de 30cm, lo que genera el efecto de diafragma para la estructura.

La fundación del edificio corresponde a un sistema de plintos armados de cimentación en ambas direcciones bajo cada columna con las dimensiones en las perimetrales 2,20 X 2,20 m y en las centrales 2,60 x 2,60 m aproximadamente; en el eje y-y 31 el más crítico en la cimentación tiene una viga tipo "L" con unas dimensiones aproximadas a ancho zapata aproximada de 1,20 m altura del ala 0,30 m y altura de la viga 1,20m. El nivel de cimentación N -6,80 m respecto de la superficie libre del suelo.

Para el diseño y construcción del edificio se estableció un hormigón con resistencia a la compresión de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, acero con una resistencia a la tensión de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

La estructura tiene una forma simétrica, es de forma rectangular, y tiene semejanza entre distancias de ejes.

A continuación en las figuras 3.10 a la 3.13 se presentan las plantas estructurales de los diferentes niveles y unas vistas en elevación representativas para el mejor entendimiento de la conformación del edificio.

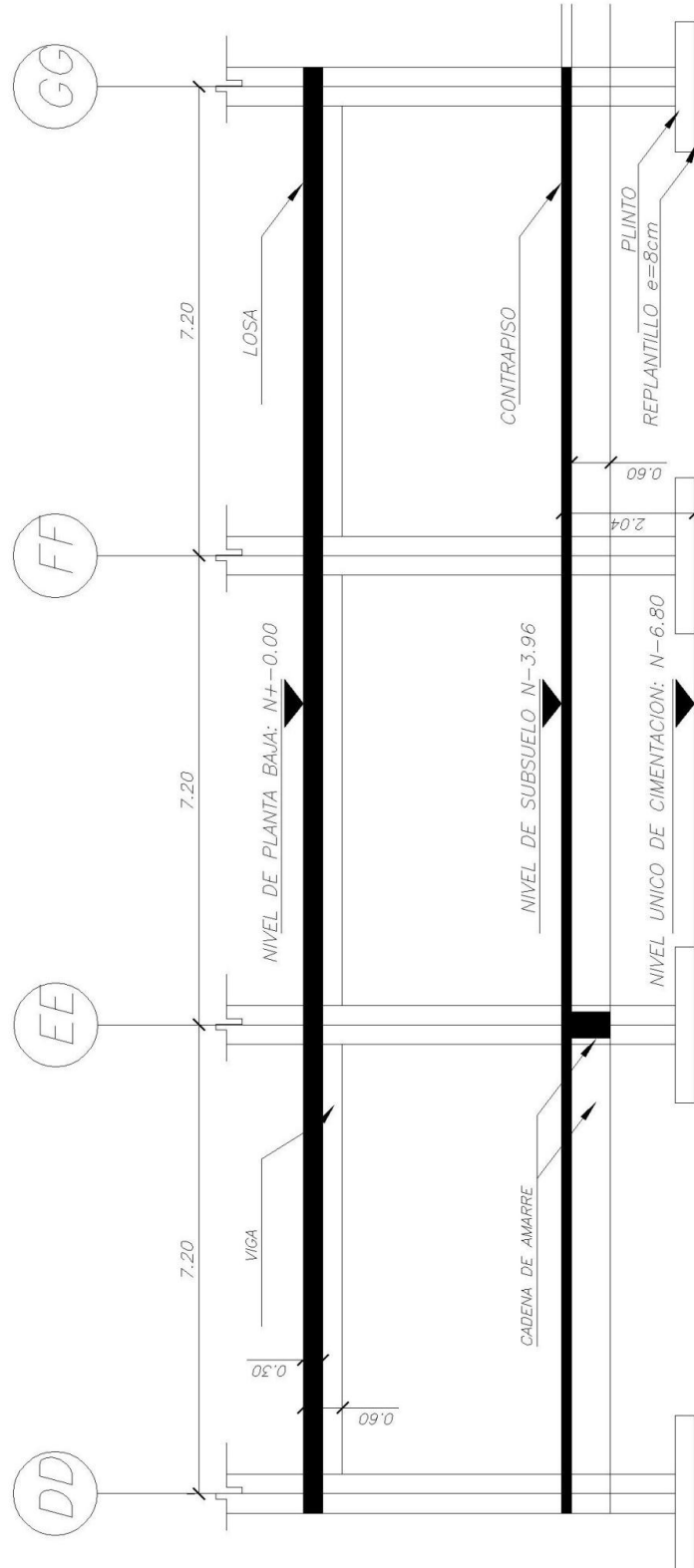
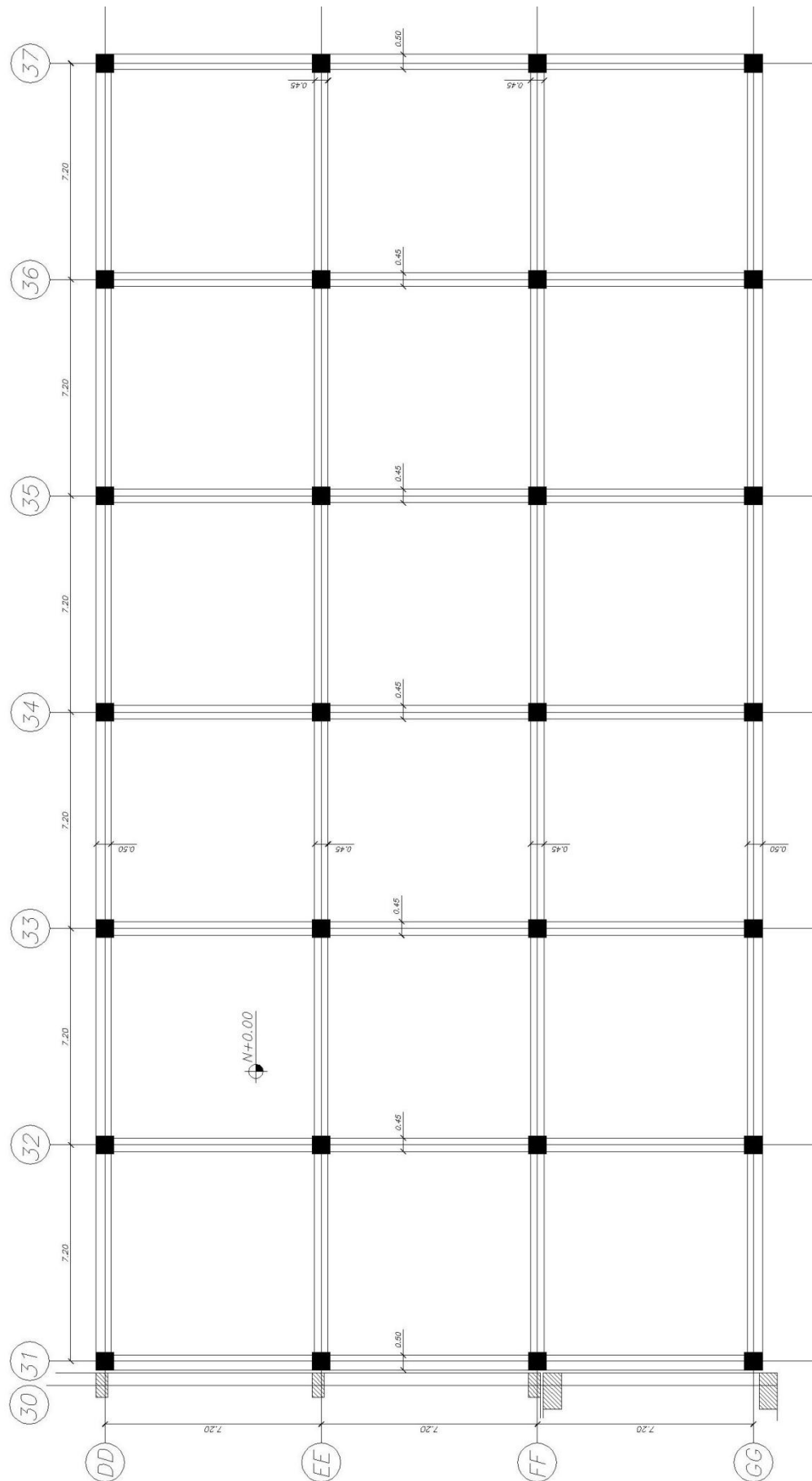


Fig.3.10. CORTE TRANSVERSAL: N-6,80-N+0,00 m OBSTETRICIA

**Fig.3.11. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: +0,00 m OBSTETRICIA**

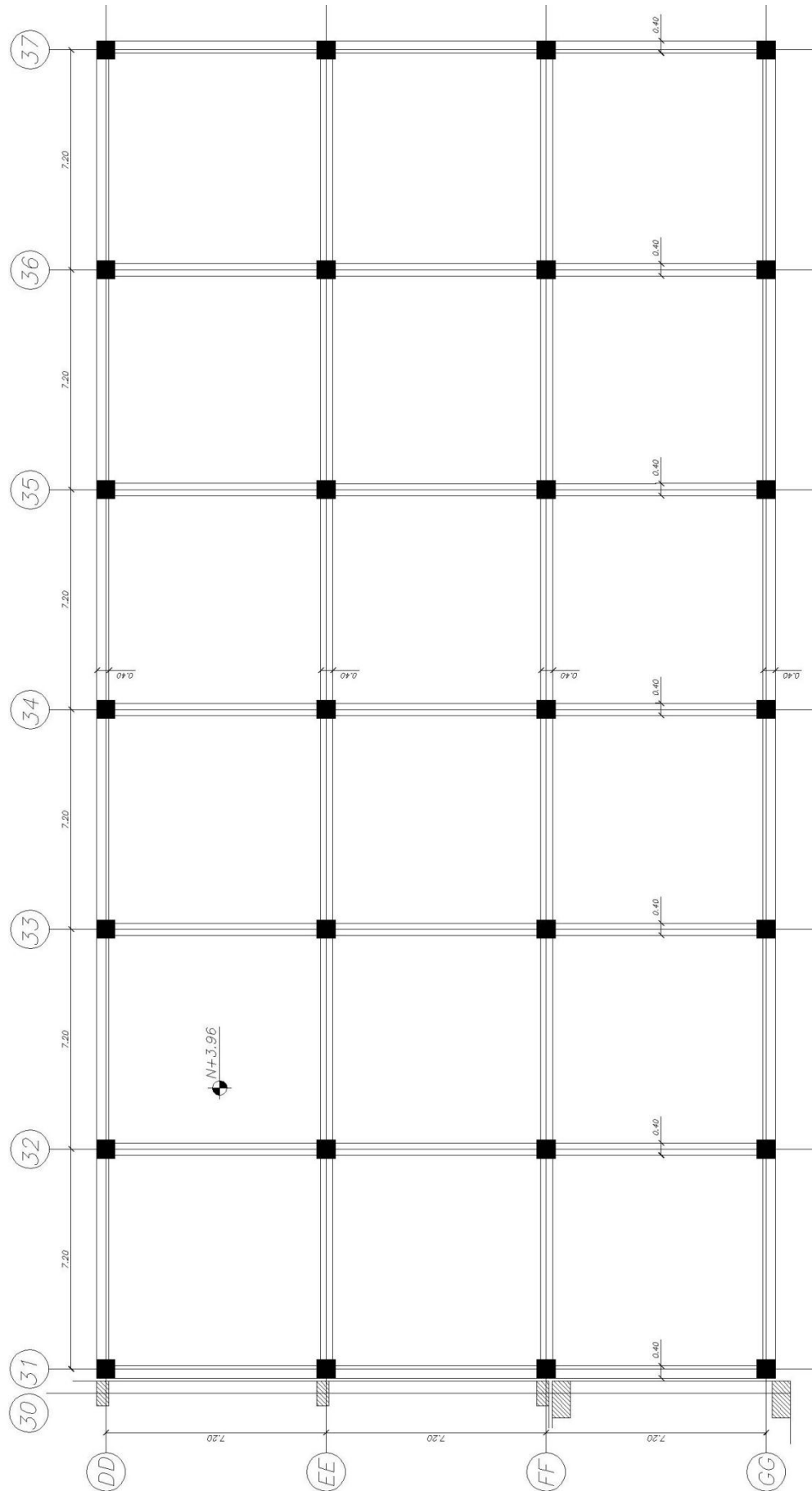


Fig.3.12. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: +3,96 m OBSTETRICIA

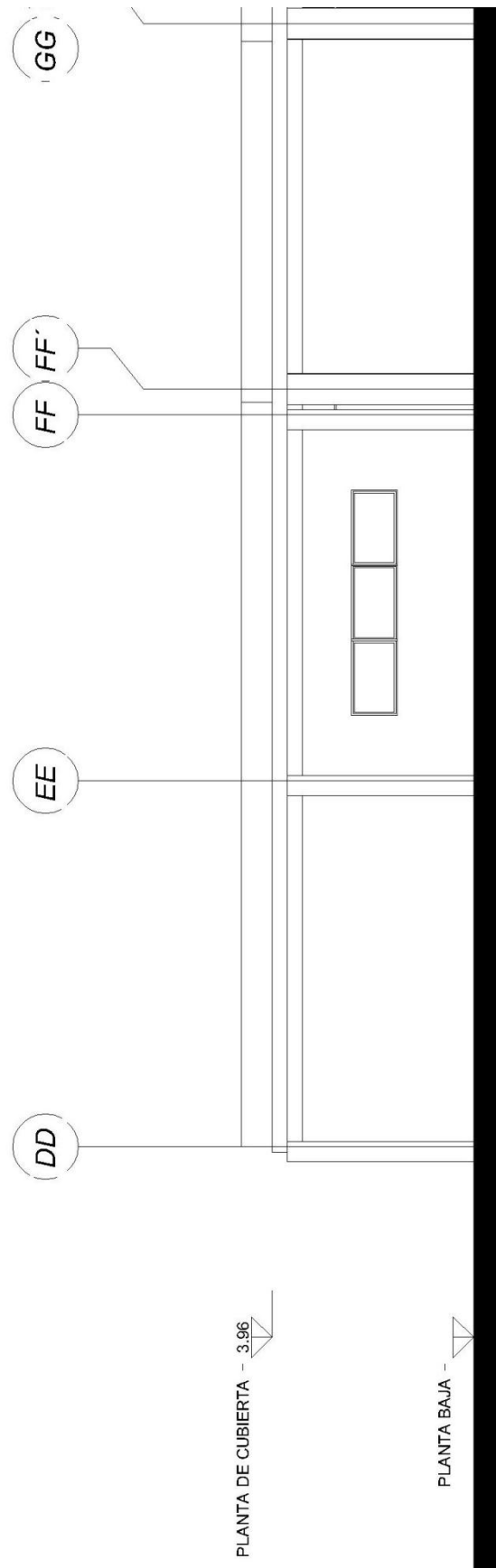


Fig.3.13. FACHADA OESTE OBSTETRICIA

C. Quirúrgico, este edificio consta de 2 plantas incluido el subsuelo. El subsuelo está destinado para: Bodegas y para Baños Múltiples, La Planta baja está destinado a funcionar como centro quirúrgico y Recuperación, mientras que la cubierta funciona como terraza inaccesible. La altura del edificio máxima es decir considerando el nivel del subsuelo es de 7.92m; con una superficie a construir de aproximadamente 1062 m², con un peso aproximado de 2.000 Ton. Las dimensiones típicas en planta corresponden al orden de 22,20m por 43.80m y una altura de entrepiso típica de 3,96m.

La tipología estructural del edificio es de hormigón armado, con ejes resistentes en dos direcciones; conformado por 11 ejes resistentes correspondientes a pórticos y diafragmas de hormigón armado. Cuenta con pórticos sismos resistentes constituidos por columnas, diafragmas y vigas de H.A estos tienen columnas de 0,60/0,60 m; vigas de 0,40m de ancho con alturas de 0,60m; bajo las cuales se encuentran muros interiores de mampostería que sirven para dividir las áreas, repitiéndose esta distribución en todos los niveles del edificio.

La fundación del edificio corresponde a un sistema de plintos armados de cimentación en ambas direcciones bajo cada columna con las dimensiones en las perimetrales 2,20 X 2,20 m y en las centrales 2,60 x 2,60 m aproximadamente; en el eje y-y 31 el más crítico en la cimentación tiene una viga tipo "L" con unas dimensiones aproximadas a ancho zapata aproximada de 1,20 m altura del ala 0,30 m y altura de la viga 1,20m. El nivel de cimentación N -6,80 m respecto de la superficie libre del suelo.

Para el diseño y construcción del edificio se estableció un hormigón con resistencia a la compresión de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, acero con una resistencia a la tensión de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

La estructura tiene una forma simétrica, es de forma rectangular, y tiene semejanza entre distancias de ejes.

A continuación en las figuras 3.13 a la 3.15 se presentan las plantas estructurales de los diferentes niveles y unas vistas en elevación representativas para el mejor entendimiento de la conformación del edificio.

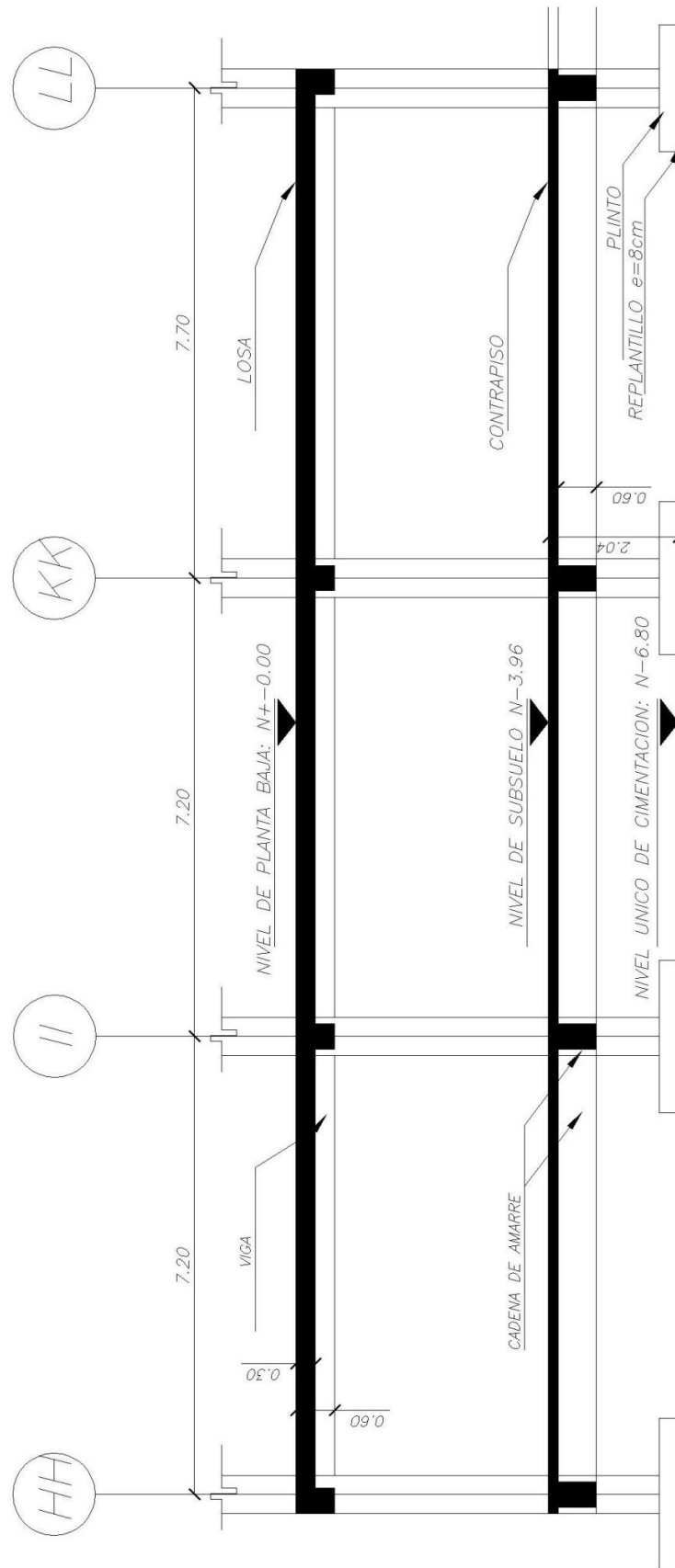


Fig.3.13. CORTE TRANSVERSAL: N-6,80-N+0,00 m C. QUIRURGICO

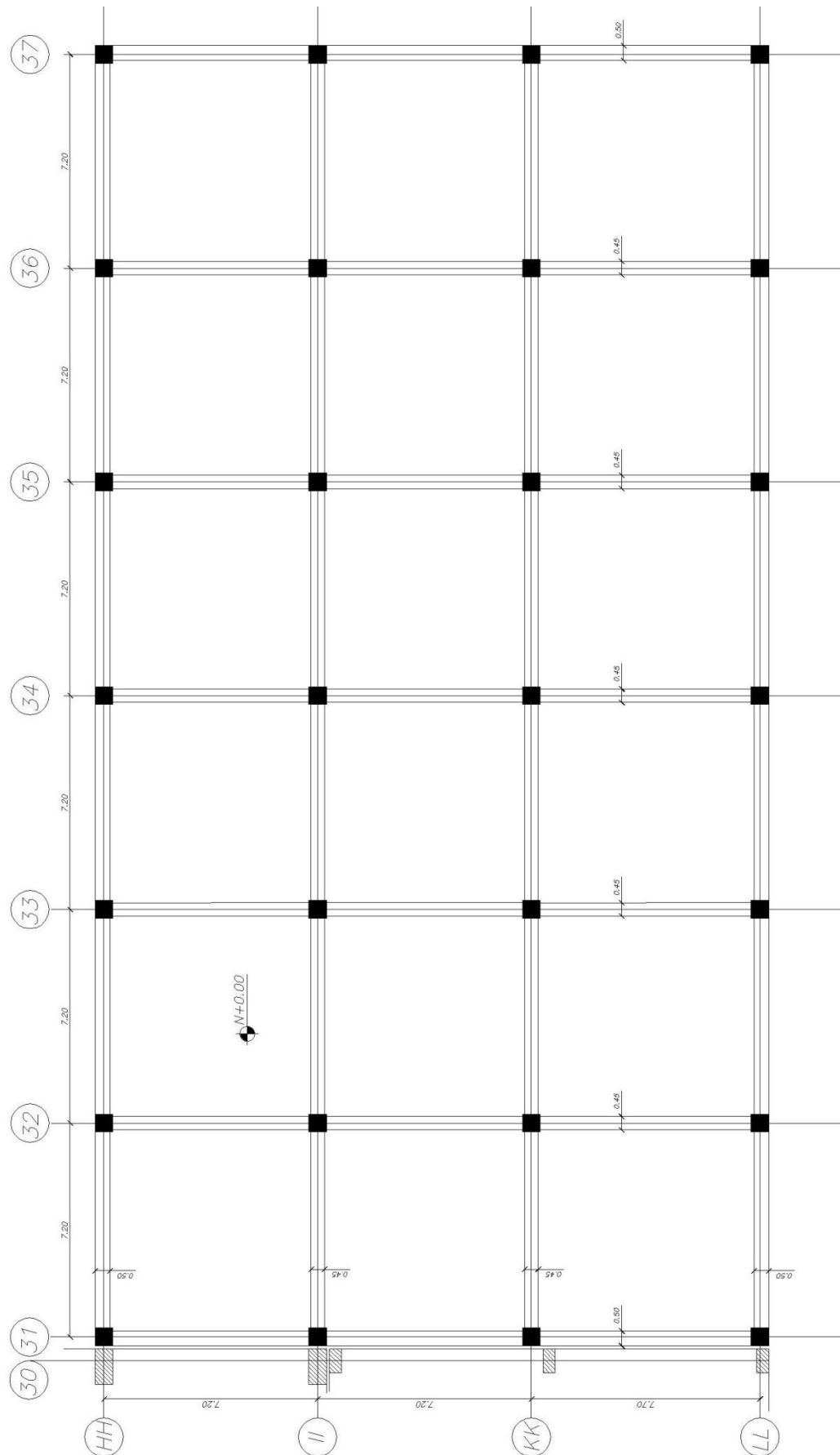


Fig.3.14. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: +0,00 m C. QUIRURGICO

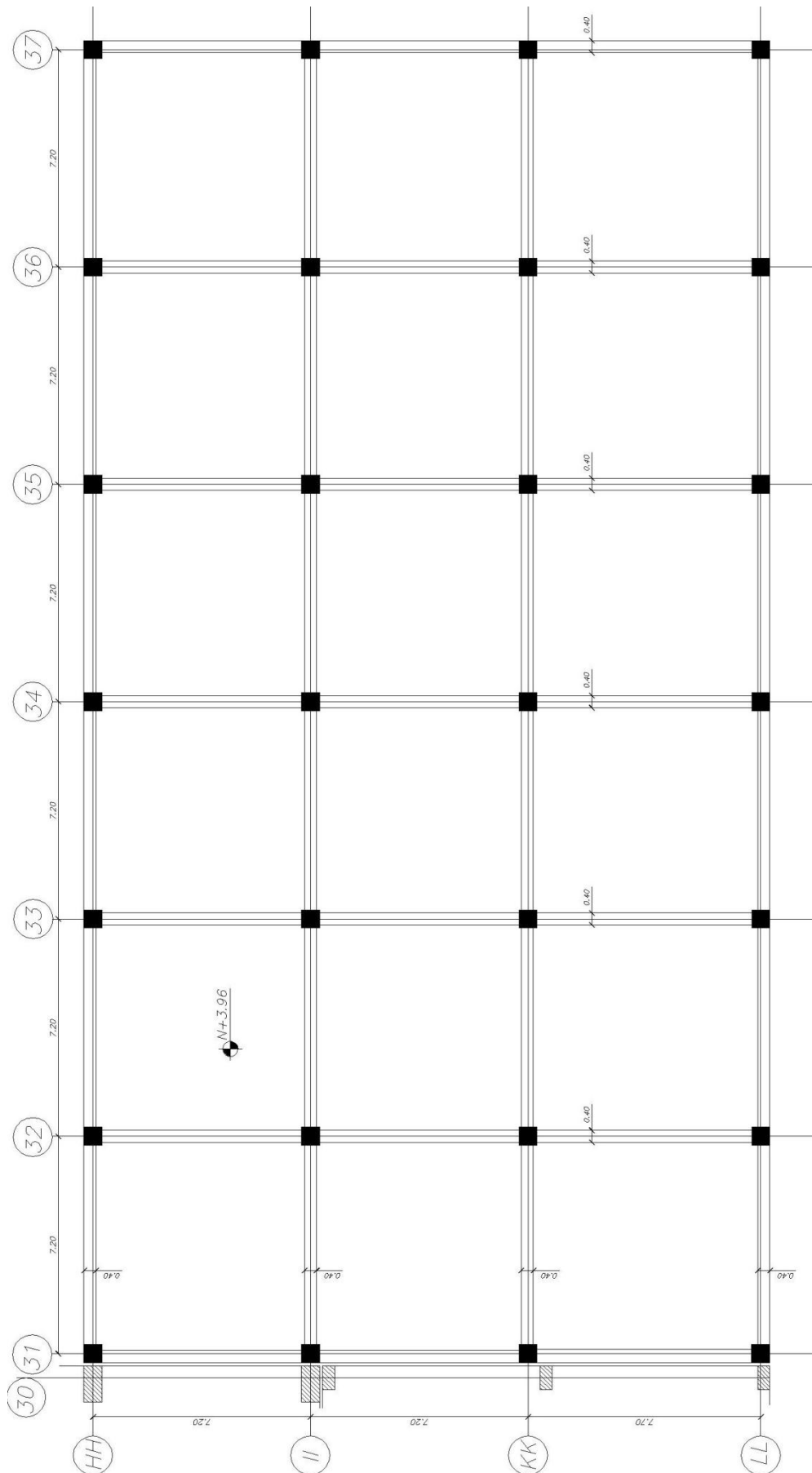


Fig.3.15. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL: +3,96 m C. QUIRURGICO

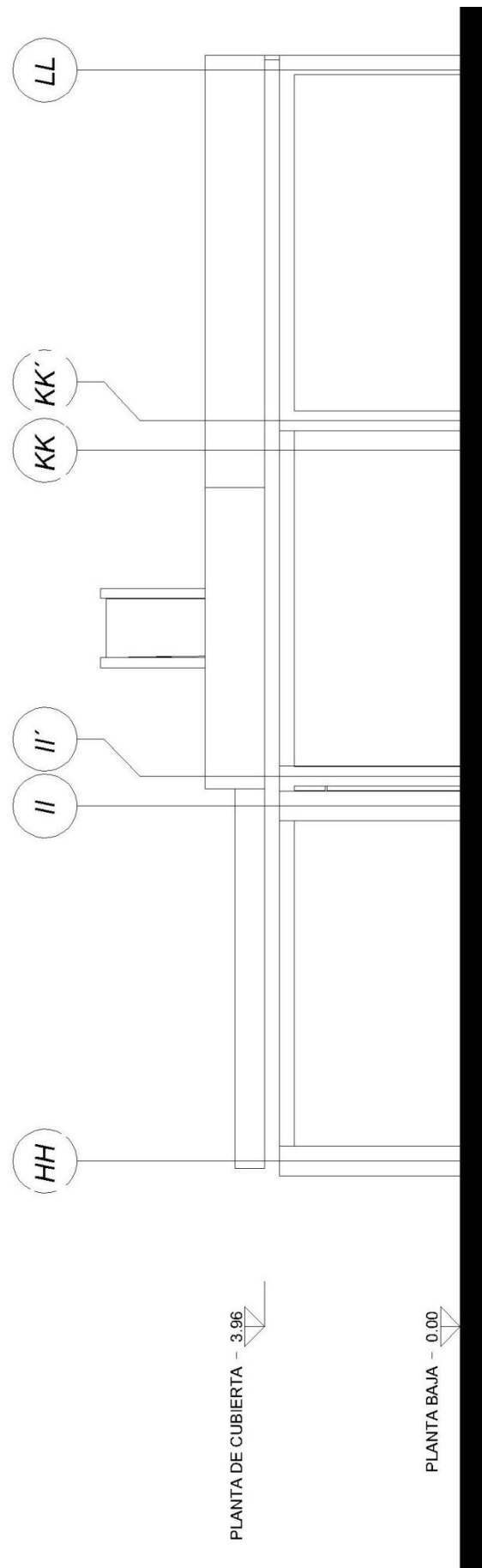


Fig.3.16. FACHADA OESTE C. QUIRURGICO

3.3. CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS CON AISLACIÓN SÍSMICA

La estructura aislada presenta las mismas características que las mencionadas para la estructura tradicional, la única diferencia es el sistema de aislación y algunas pequeñas modificaciones en el cielo del subterráneo necesarias para el buen desempeño de los aisladores.

El sistema de aislación está situado en el cielo del subterráneo, evitando así la construcción de una losa de piso adicional en el edificio y además con esto se provee de un sistema de acceso a los aisladores, para su inspección y posible recambio según sea el caso.

Hospitalización 2,

El sistema de aislación consta de 36 aisladores de base; los cuales se disponen de tal manera que se sitúen en los elementos que transmiten la carga de la superestructura a la subestructura, ya sea en pilares o en muros, conectados por vigas de amarre, con los correspondientes pedestales de tope y de apoyo, en los lugares donde sea necesario una mayor área para la colocación del aislador. La configuración de los aisladores del edificio no fue complicada, ya que era claro que estarían ubicados debajo de los pilares de 120/60, conectados por vigas de 50/80, entregando los elementos de conexión y el área suficiente para los aisladores.

Para efecto del estudio de ésta tesis el edificio se consideró aislado sobre dos distintas configuraciones, dos de ellas significan que el edificio se encuentra aislado sobre un solo tipo de aislador, estas son con aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR) y aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) en conjunto con aisladores de alto amortiguamiento, ya que se consideró poco conveniente y apropiado que el sistema fuera exclusivamente de LRB, y la experiencia de las construcciones realizadas en otros países, es típicamente ocuparlos en la zona perimetral del edificio para ayudar a controlar la torsión que se pueda presentar y entregar una mayor rigidez inicial.

En el caso particular del edificio Hospitalización 2 se optó por ésta distribución para analizar si era conveniente desde el punto de vista de resultados introducir estos dispositivos; se ubicaron 16 aisladores LRB en ciertos puntos estratégicos de la zona perimetral del edificio en los cuales existe cierta seguridad de que se optimizara y aprovechara de la mejor manera su desempeño, el resto de los dispositivos consistió en HDR.

En caso particular de la **ESCALERA DE EMERGENCIA_HOSPITALIZACION_2** que trabaja independiente del edificio de hospitalización 2, se ubicaron 5 aisladores HDR (Aislador elastomérico de Alto Amortiguamiento) para el primer análisis, para el segundo análisis 5 aisladores LRB (Aisladores elastoméricos de núcleo de plomo).

En cuanto a la configuración de los elementos estructurales que conforman el edificio, con la implementación del sistema de aislación y si éste entrega los resultados esperados de disminuir la sollicitación sobre los elementos, se podría disminuir las secciones de los elementos estructurales, ya sea vigas, pilares o muros, lo cual se puede hacer y puede llegar a ser recomendable desde el punto económico, en este trabajo de tesis se evaluara el momento del diseño cuidadosamente esta opción, siendo a priori las mismas secciones de los elementos estructurales presentes en la estructura convencional los que se utilizan para la modelación y análisis del edificio aislado, lo que no se descarta es el cambio en la armadura necesario para cada elemento.

A continuación en la figura 3.12 se presenta la disposición en altura del sistema de aislación, en la figura 3.13 la distribución en planta de los aisladores en el caso que todos son del mismo tipo (HDR) y en la figura 3.14 la distribución de los aisladores que incluye dos sistemas en conjunto (LRB con HDR).

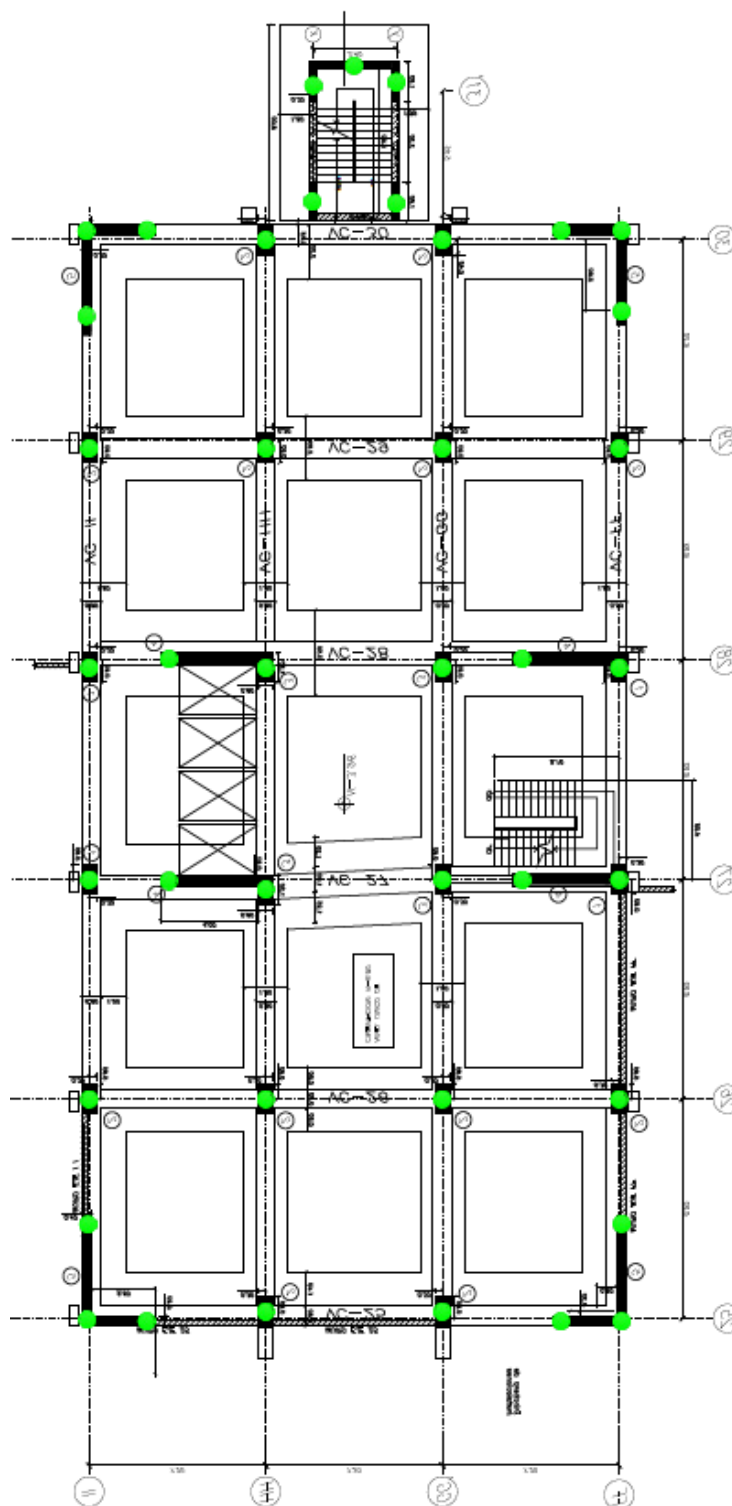


Fig. 3.13. Distribución en planta de los aisladores sísmicos todos del mismo tipo.
HOSPITALIZACIÓN

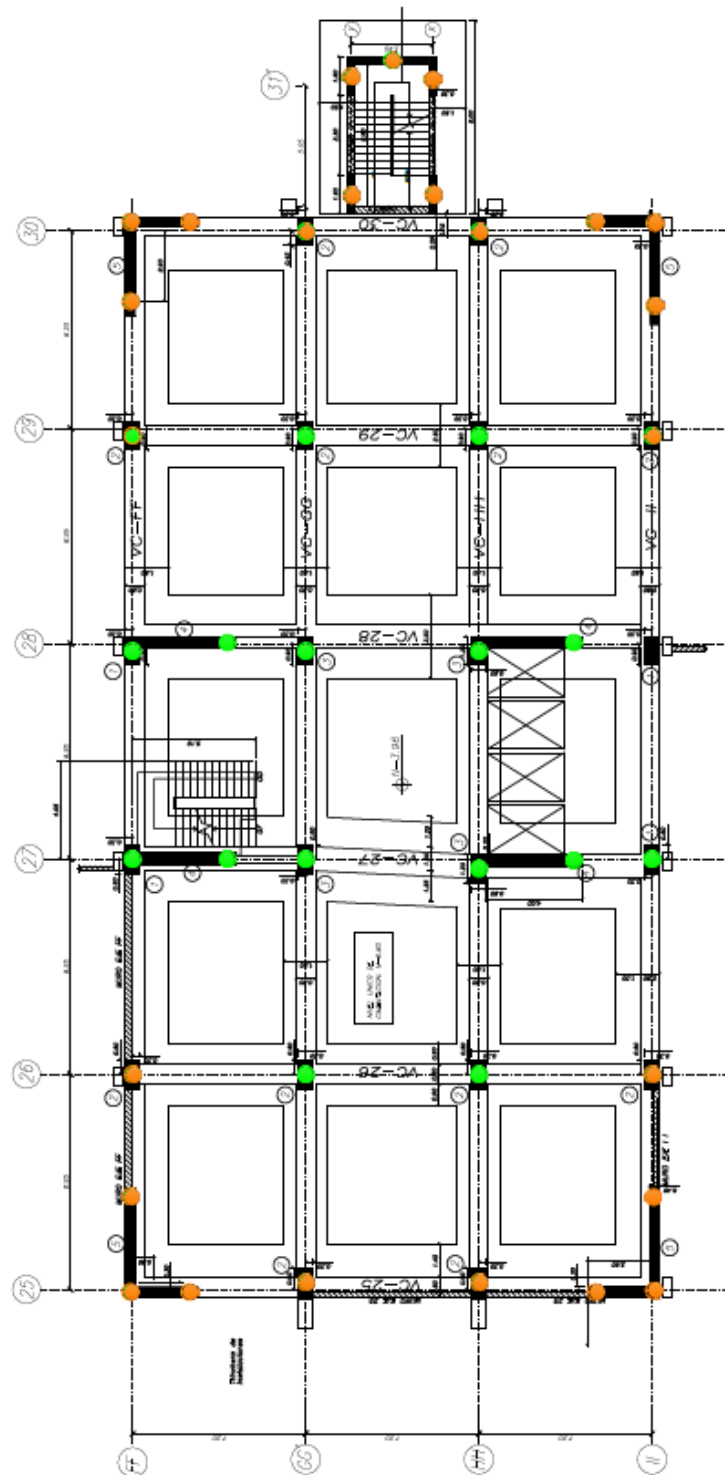


Fig. 3.14. Distribución en planta del sistema que cuenta con dos tipos de aisladores sísmicos, anaranjado son LRB y verdes HDR que son todos del mismo tipo.
HOSPITALIZACIÓN

Obstetricia,

El sistema de aislación consta de 28 aisladores de base; los cuales se disponen de tal manera que se sitúen en los elementos que transmiten la carga de la superestructura a la subestructura, ya sea en pilares o en muros, conectados por vigas de amarre, con los correspondientes pedestales de tope y de apoyo, en los lugares donde sea necesario una mayor área para la colocación del aislador. La configuración de los aisladores del edificio no fue complicada, ya que era claro que estarían ubicados debajo de las columnas de 60/60, conectados por vigas de 40/60, entregando los elementos de conexión y el área suficiente para los aisladores.

En el caso particular del edificio C. Obstetricia se optó por ésta distribución para analizar si era conveniente desde el punto de vista de resultados introducir estos dispositivos; se ubicaron 12 aisladores LRB en ciertos puntos estratégicos de la zona perimetral del edificio en los cuales existe cierta seguridad de que se optimizara y aprovechara de la mejor manera su desempeño, el resto de los dispositivos consistió en HDR.

A continuación en la figura 3.15 se presenta la disposición en altura del sistema de aislación, en la figura 3.16 la distribución en planta de los aisladores en el caso que todos son del mismo tipo (HDR) y en la figura 3.17 la distribución de los aisladores que incluye dos sistemas en conjunto (LRB con HDR).

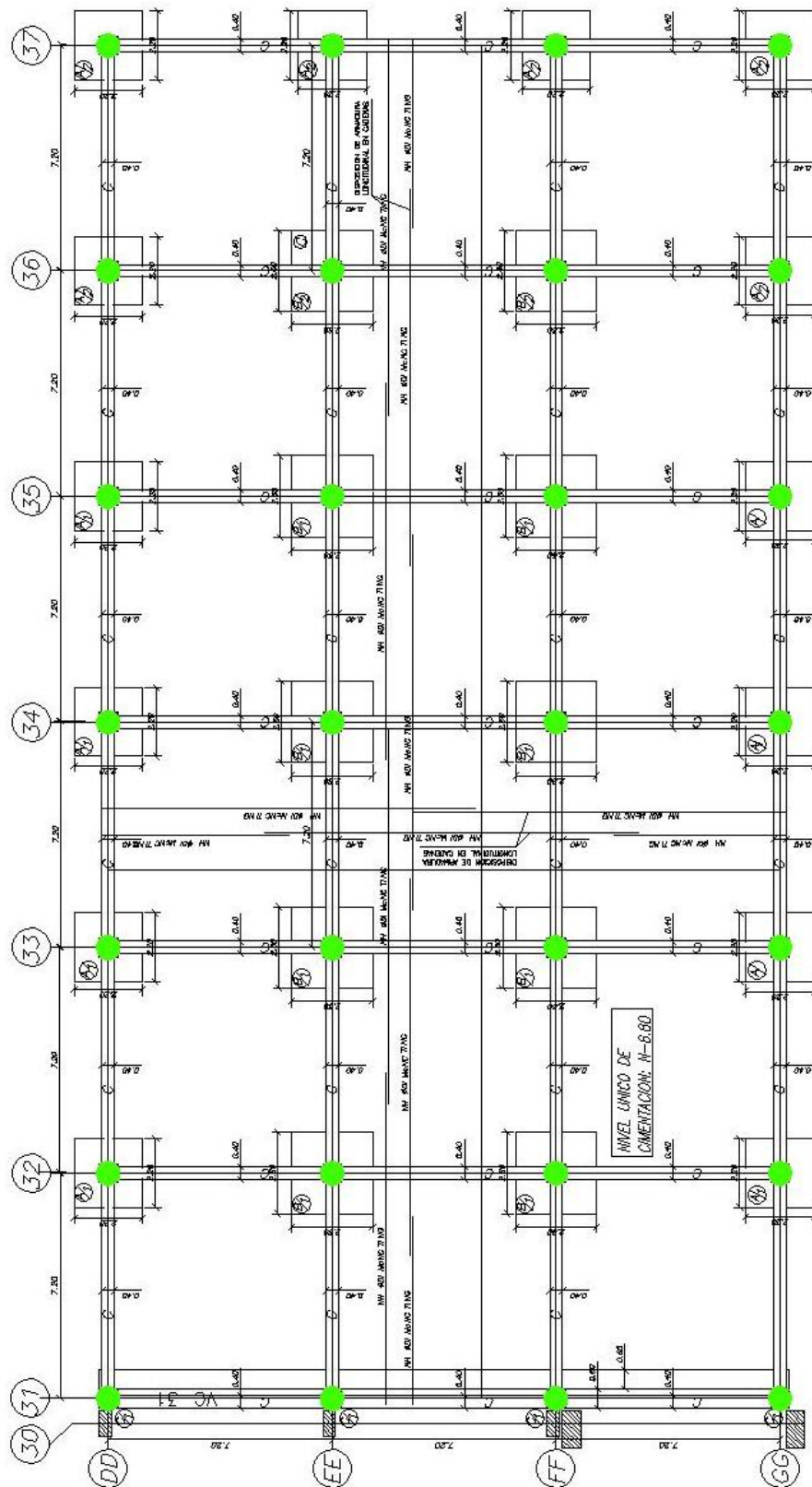


Fig. 3.16. Distribución en planta de los aisladores sísmicos todos del mismo tipo.
OBSTETRICIA

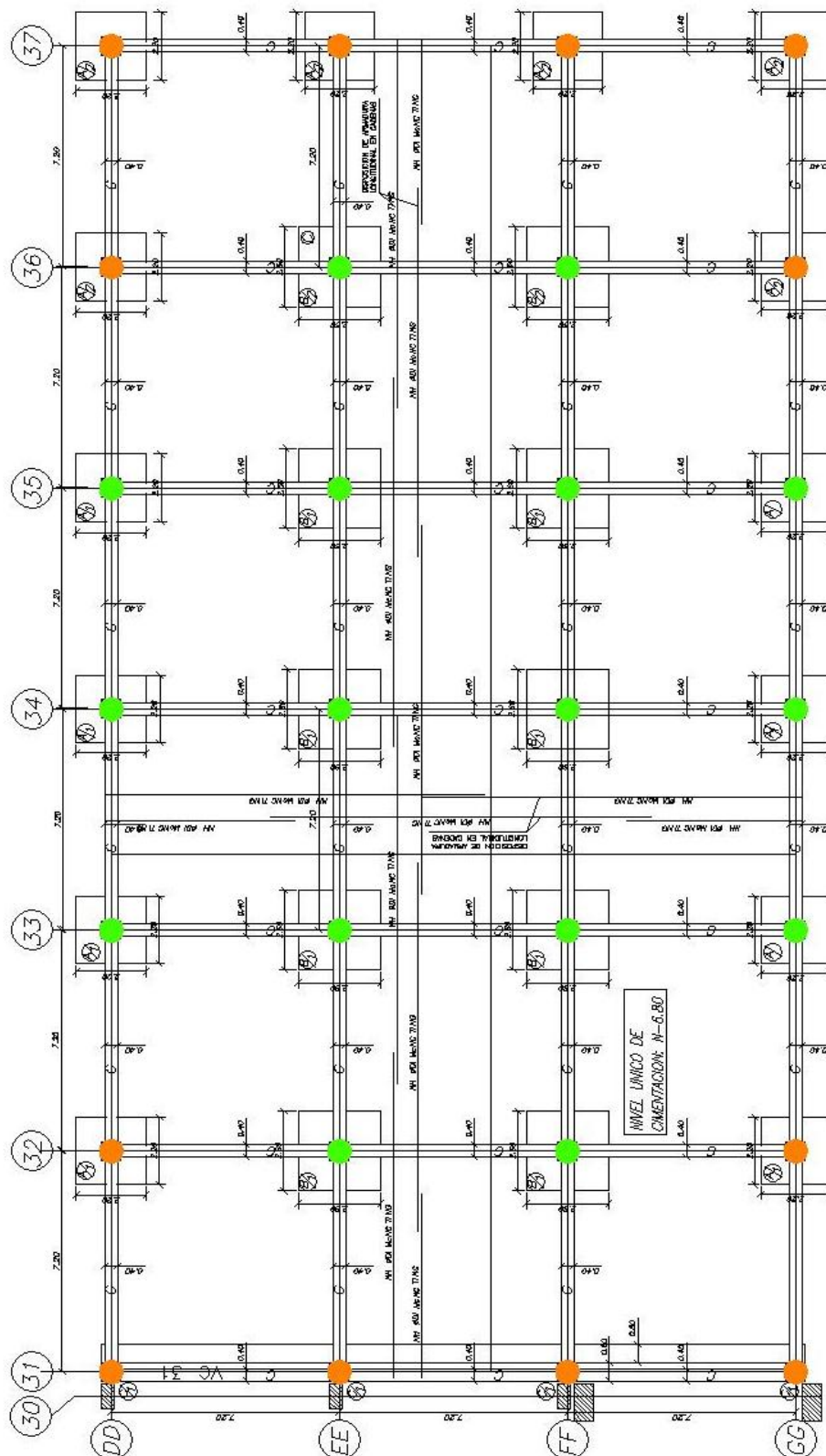


Fig. 3.17. Distribución en planta del sistema que cuenta con dos tipos de aisladores sísmicos, anaranjado son LRB y verdes HDR que son todos del mismo tipo.OBSTETRICIA

C. Quirúrgico,

El sistema de aislación consta de 28 aisladores de base; los cuales se disponen de tal manera que se sitúen en los elementos que transmiten la carga de la superestructura a la subestructura, ya sea en pilares o en muros, conectados por vigas de amarre, con los correspondientes pedestales de tope y de apoyo, en los lugares donde sea necesario una mayor área para la colocación del aislador. La configuración de los aisladores del edificio no fue complicada, ya que era claro que estarían ubicados debajo de las columnas de 60/60, conectados por vigas de 40/60, entregando los elementos de conexión y el área suficiente para los aisladores.

En el caso particular del edificio C. Quirúrgico se optó por ésta distribución para analizar si era conveniente desde el punto de vista de resultados introducir estos dispositivos; se ubicaron 12 aisladores LRB en ciertos puntos estratégicos de la zona perimetral del edificio en los cuales existe cierta seguridad de que se optimizara y aprovechara de la mejor manera su desempeño, el resto de los dispositivos consistió en HDR.

A continuación en la figura 3.18 se presenta la disposición en altura del sistema de aislación, en la figura 3.19 la distribución en planta de los aisladores en el caso que todos son del mismo tipo (HDR) y en la figura 3.20 la distribución de los aisladores que incluye dos sistemas en conjunto (LRB con HDR).

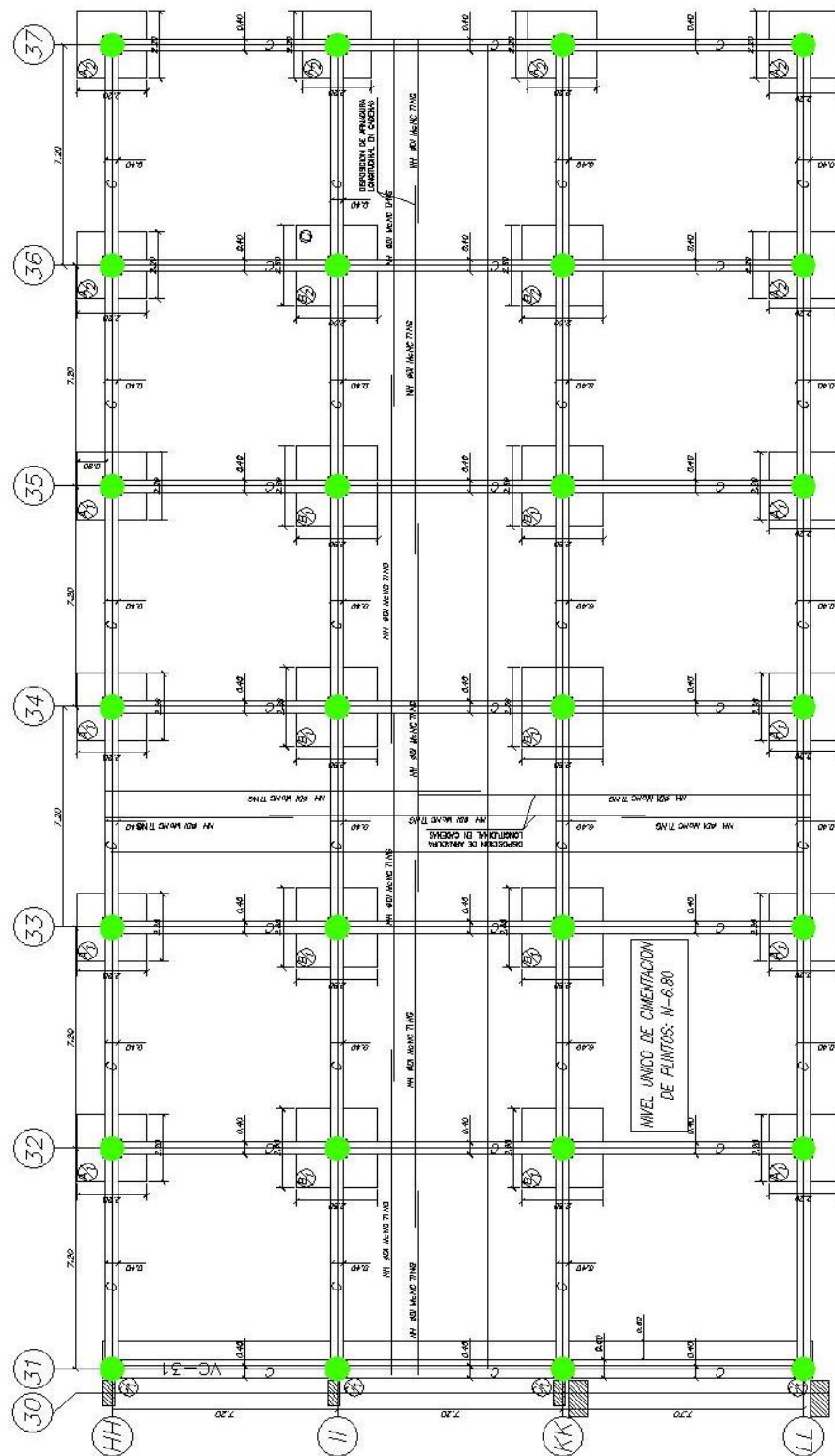


Fig. 3.19. Distribución en planta de los aisladores sísmicos todos del mismo tipo. C. QUIRURGICO

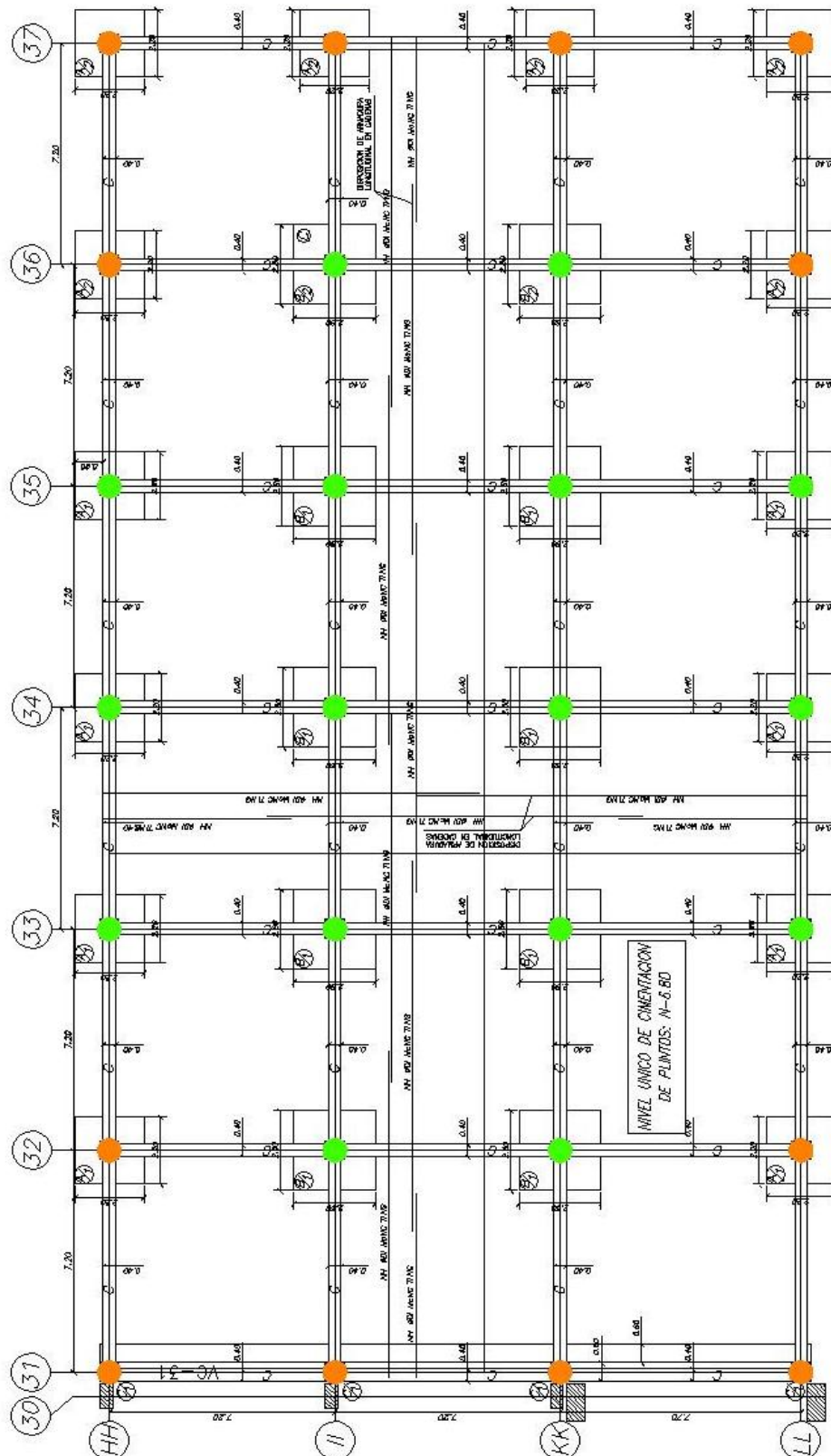


Fig. 3.20. Distribución en planta del sistema que cuenta con dos tipos de aisladores sísmicos, anaranjado son LRB y verdes HDR que son todos del mismo tipo. C. QUIRURGICO

3.4. PREDISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS

HOSPITALIZACION 2

Análisis de Tableros:

TABLERO	S	L	m = S/L
TIPO I	7,20	8,95	0,80
TIPO II	7,20	8,20	0,88

Tabla 3.1. Tableros Típicos

$$m = S/L > 0,50 \rightarrow \text{Losa Bidireccional (Ec. 3.2)}$$

Pre dimensionamiento de Losa:

$$t = \frac{Ln}{33} \quad (\text{Ec. 3.3.1})$$

$$t = \frac{8,95 \text{ m}}{33} = 0,27 \text{ m}$$

$$t = \frac{\text{Perímetro}}{150} \quad (\text{Ec. 3.3.2})$$

$$t = \frac{32,30 \text{ m}}{150} = 0,22 \text{ m}$$

$$t = 3 \text{ cm/m de la luz critica} \quad (\text{Ec. 3.3.3})$$

$$t = 3 \frac{\text{cm}}{\text{m}} \times 8,95 \text{ m} = 26,85 \text{ cm}$$

$$\underline{t = 0,30 \text{ m}}$$

Análisis de Carga:

Carga Muerta (T/m^2)

ELEMENTO	VOLUMEN m^3	PESO ESPECIFICO T/m^3	PESO T
Loseta	0,050	2,40	0,120
Nervios	0,090	2,40	0,216
Alivianamiento	0,160	0,00	0,000
PESO TOTAL =			0,336

Tabla 3.2. Peso de la Losa

$$PPL = 0.336 T/m^2$$

Enlucidos:

$$PP = (1 * 1 * 0,04) * 2,00 = 0,08 T/m^2$$

PESOS (T/m^2)	LOSAS		
	LOSA TIPO	TERRAZA	TAPA GRADA
NIVEL	0,00 AL 23,76	27,72	30,72
P.P.L.	0,336	0,336	0,336
Enlucidos	0,080	0,100	0,120
Pisos	0,044	0,044	-
Instalaciones	0,400	0,400	-
Mampostería	0,050	0,150	-
Tabiquería	0,050	0,050	-
Vigas	0,230	0,230	0,230
Cielo Raso	0,025	0,025	0,025
D	1,215	1,335	0,711
L	0,500	0,200	-
D + L	1,715	1,535	0,711
D + 25% L	1,340	1,385	0,711

Tabla 3.3. Resumen de Cargas.

Pre dimensionado de Vigas:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$D + L (\text{máx}) = 1,715 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Ancho Cooperante} = 7.20 \text{ m}$$

$$q(T/m) = \text{Ancho cooperante} * W$$

$$q = 12,348 \text{ T/m}$$

Ultima Resistencia:

$$Mu = \frac{q * l^2}{10} \quad (\text{Ec. 3.4.})$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * b * Ru}} \quad (\text{Ec. 3.5.})$$

$$1.5 < h/b < 2,00 \quad (\text{Ec. 3.6.})$$

b (cm)	d(cm)	h(cm)	h/b
20	87,08	95,00	4,75
25	77,89	85,00	3,40
30	71,10	75,00	2,50
35	65,83	70,00	2,00
40	61,58	65,00	1,63
45	58,05	65,00	1,44
50	55,07	60,00	1,20
55	52,51	60,00	1,09

Tabla 3.4. Selección de la sección de la viga

Predimensionamiento de columnas

Columna	LOSA TIPO	TERRAZA	TAPA GRADA	CARGA TOTAL	COLUMNA TIPO
	N+0,00 AL N+23,76	N+27,72	N+30,72		
	CARGA	CARGA	CARGA		
II-25	223,53	28,58	-	252,11	III
II-26	419,09	53,59	-	472,68	II
II-27	419,09	53,59	15,21	487,89	II*
II-28	419,09	53,59	14,62	487,30	II
II-29	401,45	51,33	-	452,78	II
II-30	220,05	28,14	-	248,19	III
HH-25	412,73	52,77	-	465,51	II
HH-26	773,60	98,92	-	872,52	I
HH-27	773,60	98,92	15,59	888,11	I*
HH-28	773,60	98,92	15,00	887,52	I
HH-29	741,19	94,77	-	835,96	I
HH-30	406,25	51,94	-	458,19	II
GG'-25	412,73	52,77	-	465,51	II
GG'-26	773,60	98,92	-	872,52	I
GG'-27	773,60	98,92	12,87	885,39	I
GG'-28	773,60	98,92	13,58	886,10	I
GG'-29	741,19	94,77	-	835,96	I
GG'-30	406,25	51,94	-	458,19	II
FF-25	223,53	28,58	-	252,11	III*
FF-26	419,09	53,59	-	472,68	II
FF-27	419,09	53,59	13,10	485,79	II
FF-28	419,09	53,59	13,24	485,92	II
FF-29	401,45	51,33	-	452,78	II
FF-30	220,05	28,14	-	248,19	III
	11.966,58	1.530,09	113,21	13.609,88	

Tabla 3.5. CUADRO DE ÁREAS.

NIVEL	TIPO DE COLUMNA	C I	C II	C III
30,72	P =	15,59	15,21	0
	Ag =	213,36	208,10	-
27,72	b/h =	30/30	30/30	0,00
27,72	P =	114,51	68,795	28,58
	Ag =	1.566,88	941,37	391,10
23,76	b/h =	40/40	30/35	30/30
23,76	P =	225,02	128,67	60,515
	Ag =	3.079,12	1.760,62	828,07
19,80	b/h =	55/60	40/45	30/30
19,80	P =	335,54	188,54	92,448
	Ag =	4.591,36	2.579,86	1.265,03
15,84	b/h =	70/70	55/50	40/35
15,84	P =	446,05	248,41	124,382
	Ag =	6.103,60	3.399,11	1.701,99
11,88	b/h =	80/80	60/60	45/40
11,88	P =	556,57	308,28	156,315
	Ag =	7.615,85	4.218,36	2.138,96
7,92	b/h =	90/85	65/65	50/45
7,92	P =	667,08	368,15	188,248
	Ag =	9.128,09	5.037,61	2.575,92
3,96	b/h =	100/95	75/70	55/50
3,96	P =	777,60	428,02	220,182
	Ag =	10.640,33	5.856,86	3.012,88
0,00	b/h =	105/105	80/75	55/55

Tabla 3.6. CUADRO DE PRE DISEÑO DE COLUMNAS

Secciones de Hormigón:

$$Ag = \frac{P}{0.21 * f'c + 0.34 * \rho * fy}$$

Para Columnas: $Ag = P/0.07308$; $\rho = 0.01$

ESCALERA- EMERGENCIAS-HOSPITALIZACION 2

Análisis de Tableros:

TABLERO	S	L	m = S/L
TIPO I	3,40	6,20	0,55
TIPOII	1,45	3,40	0,43

Tabla 3.7. Tableros Típicos

$$m = S/L > 0,50 \rightarrow \text{Losa Bidireccional (Ec. 3.2)}$$

$$m = S/L < 0,50 \rightarrow \text{Losa Unidireccional (Ec. 3.2')}$$

Pre dimensionamiento de Losa:

$$t = \frac{Ln}{33} \quad (\text{Ec. 3.3.1})$$

$$t = \frac{6,20 \text{ m}}{33} = 0,19 \text{ m}$$

$$t = \frac{\text{Perímetro}}{150} \quad (\text{Ec. 3.3.2})$$

$$t = \frac{19,2}{150} = 0,13 \text{ m}$$

$$t = 3 \text{ cm/m de la luz critica} \quad (\text{Ec. 3.3.3})$$

$$t = 3 \frac{\text{cm}}{\text{m}} \times 6,20 \text{ m} = 18,60 \text{ cm}$$

$$t = 0,20\text{m} \rightarrow \text{se tomara } t = 0,30\text{m (uniformizar edificacion)}$$

Análisis de Carga:**Carga Muerta (T/m^2)**

ELEMENTO	VOLUMEN m^3	PESO ESPECIFICO T/m^3	PESO T
Loseta	0,050	2,40	0,120
Nervios	0,090	2,40	0,216
Alivianamiento	0,160	0,00	0,000
PESO TOTAL =			0,336

Tabla 3.8. Peso de la Losa

$$PPL = 0.336 T/m^2$$

Enlucidos:

$$PP = (1 * 1 * 0,04) * 2,00 = 0,08 T/m^2$$

PESOS (T/m^2)	LOSAS	
	LOSA TIPO	TAPA GRADA
NIVEL	0,00 AL 27,72	30,72
P.P.L.	0,336	0,336
Enlucidos	0,080	0,080
Pisos	0,044	-
Mampostería	0,050	-
Vigas	0,300	0,300
D	0,810	0,716
L	0,500	0,200
D + L	1,310	0,916
D + 25% L	0,935	0,766

Tabla 3.9. Resumen de Cargas.

Pre dimensionado de Vigas:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$D + L (\text{máx}) = 1,310 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Ancho Cooperante} = 1.20 \text{ m}$$

$$q(T/m) = \text{Ancho cooperante} * W$$

$$q = 1.572 \text{ T/m}$$

Ultima Resistencia:

$$Mu = \frac{q * l^2}{10} \quad (\text{Ec. 3.4.})$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * b * Ru}} \quad (\text{Ec. 3.5.})$$

$$1.5 < h/b < 2,00 \quad (\text{Ec. 3.6.})$$

b (cm)	d(cm)	h(cm)	h/b
10	36,23	40,00	4,00
15	29,58	35,00	2,33
20	25,62	30,00	1,50
25	22,91	30,00	1,20
30	20,92	25,00	0,83
35	19,37	25,00	0,71
40	18,11	25,00	0,63
45	17,08	25,00	0,56

Tabla 3.10. Selección de la sección de la viga

Predimensionamiento de columnas

Columna	LOSA TIPO	TAPA GRADA	CARGA TOTAL	COLUMNA TIPO
	N+-0,00 AL N+23,76	N+30,72		
	CARGA	CARGA		
Y-31	50,07	7,54	57,61	I*
Y-32	50,07	5,00	55,07	I
X-31	50,07	7,54	57,61	I
X-32	50,07	2,70	52,77	I
	200,27	22,78	223,05	

Tabla 3.11. CUADRO DE ÁREAS.

NIVEL	TIPO DE COLUMNA	C I
30,72	P =	7,54
	Ag =	103,16
	b/h =	10,16
27,72	P =	14,69
	Ag =	201,03
	b/h =	14,18
23,76	P =	21,84
	Ag =	298,90
	b/h =	17,29
19,80	P =	29,00
	Ag =	396,78
	b/h =	19,92
15,84	P =	36,15
	Ag =	494,65
	b/h =	22,24
11,88	P =	43,30
	Ag =	592,52
	b/h =	24,34
7,92	P =	50,45
	Ag =	690,40
	b/h =	26,28
3,96	P =	57,61
	Ag =	788,27
	b/h =	28,08

Tabla 3.12. CUADRO DE PRE DISEÑO DE COLUMNAS

Secciones de Hormigón:

$$Ag = \frac{P}{0.21 * f'c + 0.34 * \rho * fy}$$

Para Columnas:

$$Ag = P / 0.07308 ; \rho = 0.01$$

OBSTETRICIA**Análisis de Tableros:**

TABLERO	S	L	m = S/L
TIPO I	7,20	7,20	1,00

Tabla 3.13. Tablero Típico

$$m = S/L > 0,50 \rightarrow \text{Losa Bidireccional (Ec. 3.2)}$$

Pre dimensionamiento de Losa:

$$t = \frac{Ln}{33} \quad (\text{Ec. 3.3.1})$$

$$t = \frac{7.20 \text{ m}}{33} = 0,22 \text{ m}$$

$$t = \frac{\text{Perímetro}}{150} \quad (\text{Ec. 3.3.2})$$

$$t = \frac{28.80 \text{ m}}{150} = 0,192 \text{ m}$$

$$t = 3 \text{ cm/m de la luz critica} \quad (\text{Ec. 3.3.3})$$

$$t = 3 \frac{\text{cm}}{\text{m}} \times 7.20 \text{ m} = 21.6 \text{ cm}$$

$$\underline{t = 0.30 \text{ m}}$$

Análisis de Carga:**Carga Muerta (T/m^2)**

ELEMENTO	VOLUMEN m^3	PESO ESPECIFICO T/m^3	PESO T
Loseta	0,050	2,40	0,120
Nervios	0,090	2,40	0,216
Alivianamiento	0,160	0,00	0,000
PESO TOTAL =			0,336

Tabla 3.14. Peso de la Losa

$$PPL = 0.336 T/m^2$$

Enlucidos:

$$PP = (1 * 1 * 0,04) * 2,00 = 0,08 T/m^2$$

PESOS (T/m^2)	LOSAS	
	LOSA TIPO	LOSA TIPO
NIVEL	3,96	7,92
P.P.L.	0,336	0,336
Enlucidos	0,084	0,084
Pisos	0,044	0,044
Instalaciones	0,400	-
Mampostería	0,150	0,150
Tabiquería	0,050	-
Vigas	0,230	0,230
Cielo Raso	0,025	0,025
D	1,319	0,869
L	0,500	0,200
D + L	1,819	1,069
D + 25% L	1,444	0,919

Tabla 3.15. Resumen de Cargas.

Pre dimensionado de Vigas:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$D + L (\text{máx}) = 1,819 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Ancho Cooperante} = 7,20 \text{ m}$$

$$q(T/m) = \text{Ancho cooperante} * W$$

$$q = 13,097 \text{ T/m}$$

Ultima Resistencia:

$$Mu = \frac{q * l^2}{10} \quad (\text{Ec. 3.4.})$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * b * Ru}} \quad (\text{Ec. 3.5.})$$

$$1,5 < h/b < 2,00 \quad (\text{Ec. 3.6.})$$

b (cm)	d(cm)	h(cm)	h/b
20	72,15	80,00	4,00
25	64,53	70,00	2,80
30	58,91	65,00	2,17
35	54,54	60,00	1,71
40	51,02	55,00	1,38
45	48,10	55,00	1,22
50	45,63	50,00	1,00
55	43,51	50,00	0,91

Tabla 3.16. SELECCIÓN DE LA SECCIÓN DE LA VIGA

Predimensionamiento de columnas

Columna	LOSA TIPO TERRAZA		CARGA TOTAL	COLUMNA TIPO
	N+0,00	N+3,96		
	CARGA	CARGA		
DD-31	27,67	16,26	43,93	III*
DD-32	51,08	30,02	81,10	II*
DD-33	51,08	30,02	81,10	II
DD-34	51,08	30,02	81,10	II
DD-35	51,08	30,02	81,10	II
DD-36	51,08	30,02	81,10	II
DD-37	27,67	16,26	43,93	III
EE-31	51,08	30,02	81,10	II
EE-32	94,30	55,42	149,71	I*
EE-33	94,30	55,42	149,71	I
EE-34	94,30	55,42	149,71	I
EE-35	94,30	55,42	149,71	I
EE-36	94,30	55,42	149,71	I
EE-37	51,08	30,02	81,10	II
FF-31	51,08	30,02	81,10	II
FF-32	94,30	55,42	149,71	I
FF-33	94,30	55,42	149,71	I
FF-34	94,30	55,42	149,71	I
FF-35	94,30	55,42	149,71	I
FF-36	94,30	55,42	149,71	I
FF-37	51,08	30,02	81,10	II
GG-31	27,67	16,26	43,93	III
GG-32	51,08	30,02	81,10	II
GG-33	51,08	30,02	81,10	II
GG-34	51,08	30,02	81,10	II
GG-35	51,08	30,02	81,10	II
GG-36	51,08	30,02	81,10	II
GG-37	27,67	16,26	43,93	III
	1.768,72	1.039,45	2.808,18	

Tabla 3.17. CUADRO DE ÁREAS.

NIVEL	TIPO DE COLUMNA	C I	C II	C III
3.96	P =	55,42	30,02	16,259
	Ag =	758,31	410,75	222,49
0.00	b/h =	30/30	30/30	30/30
0.00	P =	149,71	81,10	43,93
	Ag =	2.048,63	1.109,67	601,07
-3.96	b/h =	50/45	35/35	30/30

Tabla 3.18. CUADRO DE PRE DISEÑO DE COLUMNAS

Secciones de Hormigón:

$$Ag = \frac{P}{0.21 * f'c + 0.34 * \rho * fy}$$

Para Columnas: $Ag = P/0.07308$; $\rho = 0.01$

C. QUIRURGICO**Análisis de Tableros:**

TABLERO	S	L	m = S/L
TIPO I	7,20	7,20	1,00
TIPO II	7,20	7,70	0,94

Tabla 3.19. Tablero Típico

$$m = S/L > 0,50 \rightarrow \text{Losa Bidireccional (Ec. 3.2)}$$

Pre dimensionamiento de Losa:

$$t = \frac{Ln}{33} \quad (\text{Ec. 3.3.1})$$

$$t = \frac{7.70 \text{ m}}{33} = 0,23 \text{ m}$$

$$t = \frac{\text{Perímetro}}{150} \quad (\text{Ec. 3.3.2})$$

$$t = \frac{29.80 \text{ m}}{150} = 0,199 \text{ m}$$

$$t = 3 \text{ cm/m de la luz critica} \quad (\text{Ec. 3.3.3})$$

$$t = 3 \frac{\text{cm}}{\text{m}} \times 7.70 \text{ m} = 23.10 \text{ cm}$$

$$\underline{t = 0,30 \text{ m}}$$

Análisis de Carga:**Carga Muerta (T/m^2)**

ELEMENTO	VOLUMEN m^3	PESO ESPECIFICO T/m^3	PESO T
Loseta	0,050	2,40	0,120
Nervios	0,090	2,40	0,216
Alivianamiento	0,160	0,00	0,000
PESO TOTAL =			0,336

Tabla 3.20. Peso de la Losa

$$PPL = 0.336 T/m^2$$

Enlucidos:

$$PP = (1 * 1 * 0,04) * 2,00 = 0,08 T/m^2$$

PESOS (T/m^2)	LOSAS	
	LOSA TIPO	LOSA TIPO
NIVEL	3,96	7,92
P.P.L.	0,336	0,336
Enlucidos	0,084	0,084
Pisos	0,044	0,044
Instalaciones	0,400	-
Mampostería	0,150	0,150
Tabiquería	0,050	-
Vigas	0,230	0,230
Cielo Raso	0,025	0,025
D	1,319	0,869
L	0,500	0,200
D + L	1,819	1,069
D + 25% L	1,444	0,919

Tabla 3.21. Resumen de Cargas.

Pre dimensionado de Vigas:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$D + L (\text{máx}) = 1,819 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Ancho Cooperante} = 7.20 \text{ m}$$

$$q(T/m) = \text{Ancho cooperante} * W$$

$$q = 13,097 \text{ T/m}$$

Ultima Resistencia:

$$Mu = \frac{q * l^2}{10} \quad (\text{Ec. 3.4.})$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * b * Ru}} \quad (\text{Ec. 3.5.})$$

$$1.5 < h/b < 2,00 \quad (\text{Ec. 3.6.})$$

b (cm)	d(cm)	h(cm)	h/b
20	77,16	85,00	4,25
25	69,01	75,00	3,00
30	63,00	70,00	2,33
35	58,32	65,00	1,86
40	54,56	60,00	1,50
45	51,44	55,00	1,22
50	48,80	55,00	1,10
55	46,53	50,00	0,91

Tabla 3.22. SELECCIÓN DE LA SECCIÓN DE LA VIGA

Predimensionamiento de columnas

Columna	LOSA TIPO	TERRAZA	CARGA TOTAL	COLUMNA TIPO
	N+-3,96	N+7,92		
	CARGA	CARGA		
HH-31	27,67	16,26	43,93	III
HH-32	51,08	30,02	81,10	II
HH-33	51,08	30,02	81,10	II
HH-34	51,08	30,02	81,10	II
HH-35	51,08	30,02	81,10	II
HH-36	51,08	30,02	81,10	II
HH-37	27,67	16,26	43,93	III
II-31	51,08	30,02	81,10	II
II-32	94,30	55,42	149,71	I
II-33	94,30	55,42	149,71	I
II-34	94,30	55,42	149,71	I
II-35	94,30	55,42	149,71	I
II-36	94,30	55,42	149,71	I
II-37	51,08	30,02	81,10	II
KK-31	52,86	31,07	83,93	II
KK-32	97,57	57,34	154,91	I*
KK-33	97,57	57,34	154,91	I
KK-34	97,57	57,34	154,91	I
KK-35	97,57	57,34	154,91	I
KK-36	97,57	57,34	154,91	I
KK-37	52,86	31,07	83,93	II
LL-31	29,45	17,31	46,76	III*
LL-32	54,35	31,94	86,29	II*
LL-33	54,35	31,94	86,29	II
LL-34	54,35	31,94	86,29	II
LL-35	54,35	31,94	86,29	II
LL-36	54,35	31,94	86,29	II
LL-37	29,45	17,31	46,76	III
	1.808,60	1.062,89	2.871,48	

Tabla 3.23. CUADRO DE ÁREAS.

NIVEL	TIPO DE COLUMNA	C I	C II	C III
3.96	P =	57,34	31,94	17,307
	Ag =	784,64	437,08	236,82
0.00	b/h =	30/30	30/30	30/30
0.00	P =	154,91	86,29	46,76
	Ag =	2.119,76	1.180,81	639,80
-3.96	b/h =	50/45	35/35	30/25

Tabla 3.24. CUADRO DE PRE DISEÑO DE COLUMNAS

Secciones de Hormigón:

$$Ag = \frac{P}{0.21 * f'_c + 0.34 * \rho * fy}$$

Para Columnas: $Ag = P / 0.07308$; $\rho = 0.01$

CAPÍTULO IV:

4. NORMAS DE ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES SIMO RESISTENTES

4.1 CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION

Las especificaciones de este capítulo “peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente” del código Ecuatoriano de la Construcción eran consideradas como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura, con el fin de resistir eventos de origen sísmico. Dichos requisitos se basan principalmente en el comportamiento dinámico de estructuras de edificación. Para el caso de estructuras distintas a las de edificación, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación, se aplican consideraciones adicionales especiales que complementen los requisitos mínimos que constan en el código ecuatoriano de la construcción.

El objeto de este código es el de establecer un conjunto de especificaciones básicas adecuadas para el diseño de estructuras que están sujetas a los efectos de terremotos que podrían presentarse en algún momento de su vida útil. El alcance de este código es de carácter nacional. Todos los profesionales e instituciones públicas y privadas dedicadas a tareas de diseño, construcción o fiscalización, tienen la obligación de cumplir y hacer cumplir los requisitos mínimos establecidos en el presente código.

4.1.1 FILOSOFIA DE DISEÑO SIMO RESISTENTE

La intención del presente código en referencia que, al cumplir con los requisitos aquí detallados, se proporcione a la estructura de un adecuado diseño sismo-resistente que cumpla con la siguiente filosofía:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Estos objetivos se consiguen diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por el código.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, dado que el sismo de diseño produce fuerzas mucho mayores que las equivalentes especificadas por el código.

La memoria de cálculo incluirá una descripción del sistema estructural, los parámetros utilizados para definir las fuerzas sísmicas de diseño, el espectro de diseño o cualquier otro método de definición de la acción sísmica utilizada, así como también los desplazamientos y derivas máximas que presente la estructura, demostrando el cumplimiento de las especificaciones de este código, debiendo incluir una descripción de la revisión del comportamiento inelástico, acorde con la filosofía descrita.

4.1.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS ESTATICAS

Cortante Basal de Diseño: El cortante basal total de diseño V , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:⁸

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \varphi_P * \varphi_E} W \quad (Ec. 4.1)$$

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T} \quad (Ec. 4.2)$$

Dónde:

C = No debe exceder del valor de C_m establecido en la tabla 4.1, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura

T = Periodo fundamental de la estructura, y se calcula de la siguiente manera:

$$T = C_t * h_n^{3/4} \quad (Ec. 4.3)$$

Dónde:

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

$C_t = 0,09$ para pórticos de acero.

$C_t = 0,09$ para pórticos espaciales de hormigón armado

$C_t = 0,06$ para pórticos espaciales de hormigón armado con muros y para otras estructuras.

S = Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 4.1.

R = Factor de reducción de respuesta estructural

⁸ Código Ecuatoriano Construcción 2002, pág. 12,13

φ_P, φ_E = Coeficientes de configuración estructural en planta y en elevación, respectivamente

Los valores de C_m y S se pueden obtener de la siguiente tabla.

PERFIL TIPO	DESCRIPCION	S	C_m
S1	ROCA O SUELO FIRME	1,00	2,50
S2	SUELOS INTERMEDIOS	1,20	3,00
S3	SUELOS BLANDOS Y ESTRATO PROFUNDO	1,50	2,80
S4	CONDICIONES ESPECIALES DE SUELO	2,00	2,50

Tabla 4.1. Factores que dependen del tipo de suelo S y C_m ⁹

FACTOR DE ZONA Z SEGÚN LA UBICACIÓN DE LA EDIFICACION¹⁰

ZONA SISMICA	I	II	III	IV
VALOR FACTOR	0,15	0,25	0,30	0,40

Tabla 4.2. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

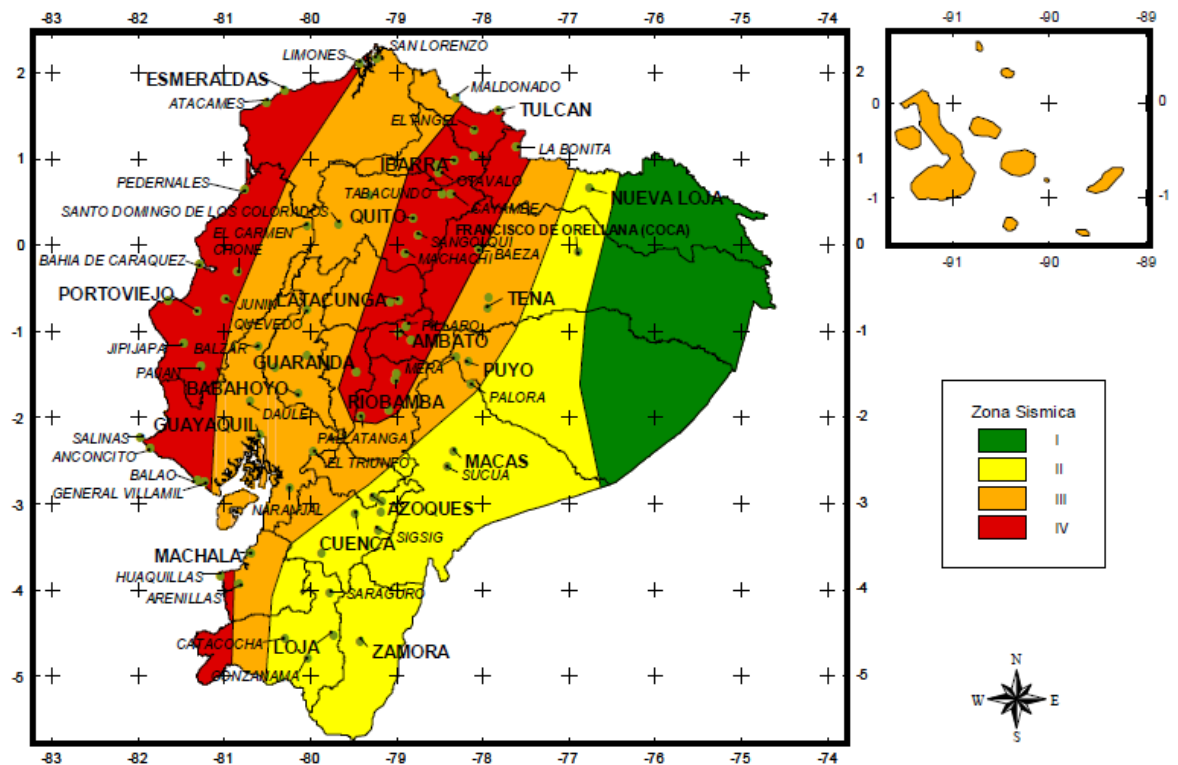


Fig. 4.1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño

⁹ Código Ecuatoriano Construcción 2002, pag.26

¹⁰ Código Ecuatoriano Construcción 2002, pag.22

FACTOR DE IMPORTANCIA I SEGÚN EL USO DE LA ESTRUCTURA

CATEGORIA	TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA	FACTOR
EDIFICACIONES ESENCIALES Y/O PELIGROSAS	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación, transmisión y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Tabla 4.3. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura¹¹

FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R

SISTEMA ESTRUCTURAL	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *.	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

(*) = Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en compresión.

Tabla 4.4. Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R¹²

¹¹ Código Ecuatoriano Construcción2002, pág. 27

¹² Código Ecuatoriano Construcción2002, pág. 31

COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Φ_P

TIPO	DESCRIPCION DE LAS IRREGULARIDADES EN PLANTA	Φ_{Pi}
1	Irregularidad torsional Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	0,9
2	Entrantes excesivos en las esquinas La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	0,9
3	Discontinuidad en el sistema de piso La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	0,9
4	Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.	0,8
5	Ejes estructurales no paralelos La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	0,9
6	Sistema de piso flexible Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se deberá revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural	---

Tabla 4.5. Coeficientes de configuración en planta.¹³

¹³ Código Ecuatoriano Construcción 2002, pág. 29

COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN

Φ_E

TIPO	DESCRIPCION DE IRREGULARIDADES EN ELEVACION PORTICOS	PORTICOS ESPACIALES Y PORTICOS CON VIGAS BANDAS Φ_{Ei}	SISTEMAS DUALES O CON DIAGONALES Φ_{Ei}
1	<i>Piso blando (irregularidad en rigidez)</i> La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	1
2	<i>Irregularidad en la distribución de las masas</i> La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,9	1
3	<i>Irregularidad geométrica</i> La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0,9	1
4	<i>Desalineamiento de ejes verticales</i> La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	<i>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</i> La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70%de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1
6	<i>Columnas cortas</i> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	----	---

Tabla 4.6. Coeficientes de configuración en elevación¹⁴

¹⁴ Código Ecuatoriano Construcción 2002, pág. 30

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES.

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:¹⁵

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (Ec. 4.4)$$

$$F_t = 0,07TV \quad (Ec. 4.5)$$

Dónde:

F_t = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

n = Número de pisos de la estructura.

T = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total V .

Sin embargo, F_t no necesita exceder el valor de $0,25 V$, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a $0,7$ s. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n , de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V - F_t)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (Ec. 4.6)$$

Dónde:

F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.

w_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

¹⁵ Código Ecuatoriano Construcción 2002, pág. 14

Las acciones y deformaciones en cada elemento estructural deben calcularse como resultado del efecto de las fuerzas F_x y F_t , aplicadas en los niveles apropiados de la estructura sobre su base.

4.1.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL ESPECTRO SISMICO ELASTICO DE ACELERACIONES

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad C , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 4.2. Con las mismas especificaciones ya mencionadas previamente para cada uno de los factores de las ecuaciones e la aceleración espectral.

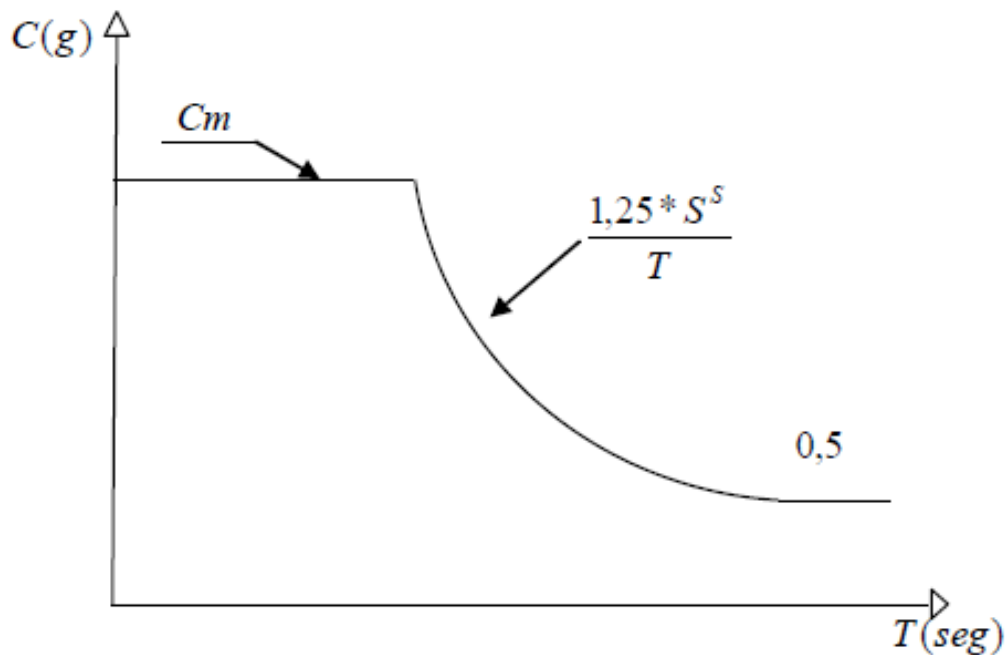


Fig. 4.2. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño según el CEC-2002¹⁶

¹⁶ Código Ecuatoriano Construcción 2002, pág. 31

4.2 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION NEC-11

La premisa fundamental de este capítulo en la norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 (NEC-11) es constituirse en un documento de permanente actualización, necesario para el cálculo y diseño sismo-resistente de estructuras, que refleje el conocimiento actual del potencial sísmico del Ecuador, y que permita, por un lado, poner al alcance de los calculistas y diseñadores herramientas sencillas de cálculo utilizando conceptos actuales de Ingeniería Sísmica, y por otro, permitiendo que el diseñador conozca claramente las hipótesis de cálculo que está adoptando y tome conciencia de la responsabilidad que implica tomar ciertas decisiones a la hora de aceptar tales hipótesis. Debe ser modificado y actualizado, conforme se incrementen los conocimientos sismológicos del Ecuador y conforme se produzcan avances importantes de la Ingeniería Sísmica, a través de nuevos requisitos y tendencias. No obstante, considerando el actual conocimiento nacional, se ha considerado mantener la filosofía tradicional de diseño que data de hace ya algunas décadas, que busca el evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de las estructuras, con excepción de las estructuras de ocupación especial y esenciales, a las cuales se pretende proteger en mayor medida y procurar garantizar su funcionalidad luego un evento sísmico severo. Sin embargo, las actuales tendencias en el mundo se dirigen no solo a la protección de la vida, sino también a la protección de la propiedad y a la búsqueda del cumplimiento de diversos niveles de desempeño sísmico, para cualquier tipo de estructura, lo que sin duda se reflejara en requisitos de diseño más severos en el futuro, que deberán ser incorporados en las futuras versiones de este documento.

4.2.1 FILOSOFIA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE¹⁷

Es la intención de la presente norma que, al cumplir con los requisitos aquí detallados, se proporcione a una estructura de uso normal de edificación, un adecuado diseño sismo resistente que cumpla con la siguiente filosofía:

¹⁷ NEC2011, Cap.2-pág.47

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar danos no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

Para aquellas estructuras de ocupación especial y para las estructuras esenciales, catalogadas como tales según los requisitos establecidos en la sección 2.6.4 que nos habla del tipo de uso, destino e importancia de la estructura, la filosofía de diseño busca además elevar el nivel de protección de dichas estructuras y propender a que las mismas puedan mantenerse operacionales aun después de la ocurrencia del sismo de diseño. Para este tipo de estructuras se deberá cumplir con los requisitos especiales para estructuras de ocupación especial y para estructuras esenciales de la sección 2.9 de esta norma.

Si se opta por la utilización de sistemas de control sísmico para el diseño de la estructura, se deberá cumplir con los requisitos establecidos en la sección 2.10 diseño de edificios con sistemas de control estructural de esta norma.

4.2.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS ESTATICAS

CORTANTE BASAL DE DISEÑO

El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinara mediante las expresiones:¹⁸

$$V = \frac{I S_a}{R \varphi_P \varphi_E} W \quad (Ec. 4.7)$$

Dónde:

I = Factor de importancia

W = Carga reactiva

S_a = Aceleracion espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

R = Factor de reducción de respuesta estructural

$\varphi_P \varphi_E$ = Factores de configuración estructural en planta y en elevación

PERIODO DE VIBRACIÓN T

El periodo de vibración de la estructura, para cada dirección principal Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (Ec. 4.8)$$

Dónde:

h_n = Altura maxima de la edificacion de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

- Para estructuras de acero sin arrostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$

¹⁸ NEC2011, Cap.2-pág.55

- Para estructuras de acero con arrostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$
- Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$
- Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$

TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.

COEFICIENTE I.

CATEGORIA	TIPON DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA	FACTOR
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

Tabla 4.7. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura¹⁹

CARGA SÍSMICA REACTIVA W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso.

¹⁹ NEC2011, Cap.2-pág.49

FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a 2 pisos	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3

Tabla 4.8. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R²⁰

²⁰ NEC2011, Cap.2-pág.57

COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA ϕ_p

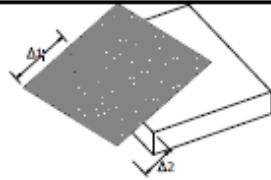
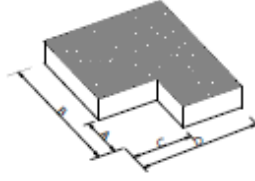
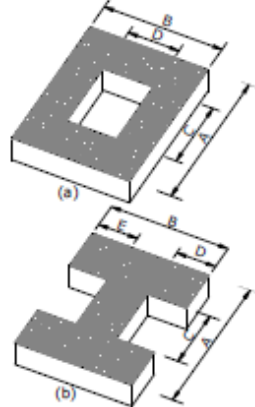
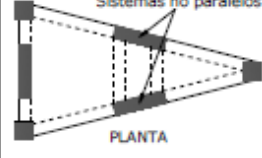
IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_p=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_p=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_p=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_p=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 4.9. Coeficientes de irregularidad en planta²¹

²¹ NEC2011, Cap.2-pág.52

COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN

$$\phi_E$$

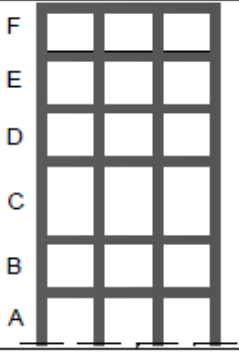
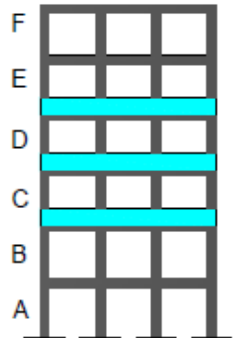
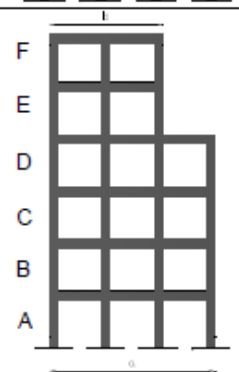
IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 4.10. Coeficientes de irregularidad en elevación²²

²² NEC2011, Cap.2-pág.53

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:²³

$$V = \sum_{i=1}^n F_i; V_x = \sum_{i=x}^n F_i; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (Ec. 4.9)$$

Dónde:

V = Cortante total en la base de la estructura

V_x = Cortante total en el piso x de la estructura

F_i = Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_x = Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n = Numero de pisos de la estructura

w_x = Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente)

w_i = Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente)

h_x = Altura del piso x de la estructura

h_i = Altura del piso i de la estructura

k = Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T , que se evalúa de la siguiente manera:

- Para valores de $T \leq 0.5s$, $k = 1.0 T$
- Para valores de $0.5s < T \leq 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50 T$
- Para valores de $T > 2.5$, $k = 2.0$

²³ NEC2011, Cap.2-pág.58

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución triangular, similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del periodo fundamental de vibración.

4.2.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL ESPECTRO SISMICO ELASTICO DE ACELERACIONES

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 4.3, consistente con el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficiente de amplificación o de amplificación de suelo de las Tablas 2.5, 2.6 y 2.7. Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:²⁴

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (\text{Ec. 4.10})$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (\text{Ec. 4.11})$$

Donde $r = 1$, para tipo de suelo A, B o C y $r = 1.5$, para tipo de suelo D o E. Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (Periodo de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico de la sección 2.5.3 y, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno, Z , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$\eta = 1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), 2.48 (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos), 2.6 (Provincias del Oriente)

²⁴ NEC2011, Cap.2-pág.43

Los factores F_s , F_d y F_a se los obtiene de las siguientes tablas:

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,5$
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D		1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,15
E		1,8	1,5	1,4	1,28	1,15	1,05
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla 4.11. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a ²⁵

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,5$
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,6	1,5	1,4	1,35	1,3	1,25
D		1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
E		2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla 4.12. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d ²⁶

En la Tabla 4.12 se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. Estos valores obedecen a estudios recientes de respuesta dinámica en suelos estudiados por Tsang et al. (2006), Seed et al. (2003), Tena-Colunga, et al. (2009), Vera Grunauer et al. (2006) y Vera Grunauer, X (2010).

²⁵ NEC2011, Cap.2-pág.40

²⁶ NEC2011, Cap.2-pág.41

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C		1	1,1	1,2	1,25	1,3	1,45
D		1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,65
E		1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla 4.13. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s ²⁷

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de F_a , F_d ni de F_s , debido a que requieren un estudio especial.

Los límites para el periodo de vibración T_C y T_L (este último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos definido en 2.5.5.2) se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}; T_L = 2.4 F_d \quad (Ec. 4.12)$$

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de T_L se limitaran a un valor máximo de 4 segundos.

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de S_a debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a T_0 :

$$S_a = Z F_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{para } T \leq T_0 \quad (Ec. 4.13)$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (Ec. 4.14)$$

²⁷ NEC2011, Cap.2-pág.41

Si de estudios de microzonificación sísmica realizados para una región determinada del país, conforme lo estipulado en las secciones 2.5.4.1, 2.5.4.9.1 y 2.5.4.9.2, se establecen valores de F_a , F_d , F_s y de S_a diferentes a los establecidos en esta sección, se podrán utilizar los valores de los mencionados estudios, prevaleciendo los de este documento como requisito mínimo

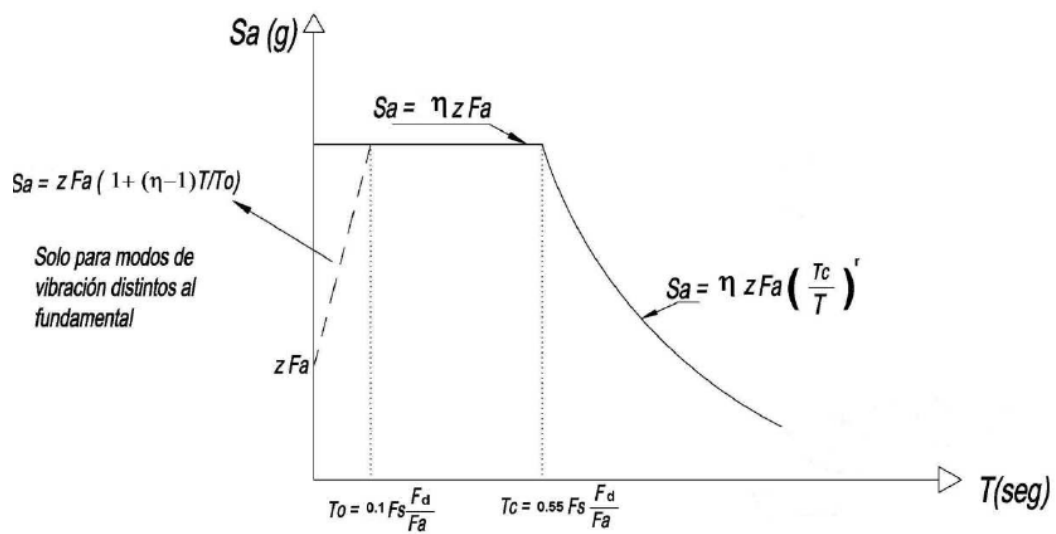


Fig. 4.3. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño²⁸

²⁸ NEC2011, Cap.2-pág.45

4.3 NORMA CHILENA DE ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS CON AISLACION SISMICA Nch2745

4.3.1 FILOSOFIA DE DISEÑO

El diseño sismo resistente tradicional reduce y controla las fuerzas dinámicas inducidas por sismo severos recurriendo a la ductilidad propia de la estructura, entrando en un rango inelástico en donde se aceptan las plastificaciones parciales de vigas, columnas y sus conexiones con el objetivo de aprovechar la capacidad de disipación de energía disponible en ellos. Esto quiere decir que un diseño sismo resistente satisfactorio debe asegurar que para un determinado nivel de demanda de ductilidad global, la ductilidad seccional y de material disponible, no sea superada. Dentro de este concepto es que se aceptan daños en la estructura para conseguir el objetivo de ductilidad deseado, es así como la NCh 433 Of 96 en sus principios establece que la estructura debe resistir sin daños movimientos de moderada intensidad, limitar los daños de elementos no estructurales a sismos de mediana intensidad, y como fin último evitar el colapso de la estructura ante sismos severos, aunque se presenten daños, es evidente que aunque esta metodología ha funcionado bien, en especial gracias a los factores que consideran la incertidumbre, presenta el peligro de recurrir a roturas parciales de la misma estructura que se quiere proteger, entregándole ductilidades que en algunos casos son difíciles de probar y controlar.

Por otro lado los requisitos de diseño para estructuras aisladas establecidos en la NCh 2745 Of 2003 tienen otro concepto en el cual el objetivo de desempeño es una combinación de la protección a la vida y la reducción de daños de la estructura y sus contenidos, más específicamente:

1. Resistir sismos pequeños y moderados sin daño en elementos estructurales, componentes no estructurales, y contenidos del edificio.²⁹
2. Resistir sismos severos sin que exista:³⁰

²⁹ NCh2745, pág. 24

- a) Falla del sistema de aislación.
- b) Daño significativo a los elementos estructurales
- c) Daño masivo a elementos no estructurales.

Esto se logra gracias a que la estructura aislada se mantiene esencialmente en un rango elástico durante el sismo de diseño, ya que el desplazamiento lateral ocurre en la interfaz de aislación y no en la superestructura, reduciendo las aceleraciones, drifts y corte basal responsables de los daños.

Como uno de los puntos más representativos de esta nueva filosofía esta que se definen dos niveles sísmicos:

- Sismo de diseño (SDI): este nivel coincide con el nivel usado comúnmente en el diseño de estructuras convencionales y corresponde al nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene como mínimo el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años.³¹
- Sismo máximo posible (SMP): corresponde al nivel máximo del movimiento del suelo que puede ocurrir dentro del esquema geológico conocido, y se considera como el nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años³²

4.4 COMPARACION DE NORMAS CEC 2002, NEC-11 Y Nch2745

La filosofía de las normas CEC2002 y NEC-11 son iguales, lo que quiere decir que lo más importante es la vida de los ocupantes de las edificaciones ante sismos severos.

La ecuación para el cálculo del cortante basal de diseño cambia, lo que hace que se necesite un análisis más detallado para este cálculo, en la NEC-11 se incrementa tablas de selección y la zonificación para una mejor apreciación del coeficiente de aceleración espectral.

La NEC-11 presenta un espectro sísmico elástico de aceleraciones con diferencias representativas respecto del espectro del CEC 2002, el primero

³⁰ NCh2745, pág. 24

³¹ NCh2745, pág. 22

³² NCh2745, pág. 22

tiene ahora un tramo de recta de pendiente positivo en su inicio de utilización solo para modos de vibración distintos al fundamental.

Adicionalmente la NEC-11, presenta un espectro sísmico elástico en base a desplazamientos para diseño, este consta de 4 tramos de grafico que responden a ecuaciones establecidas.

El factor de reducción de respuesta estructural es otro cambio entre los códigos, en la NEC-11 los coeficientes se reducen respecto del CEC2002, lo que tiene un efecto de seguridad del coeficiente para el cálculo del cortante basal.

La distribución del cortante basal en los diferentes niveles de la edificación por análisis estático se mantiene en principios iguales es decir, se distribuye esta fuerza en función del peso y altura de cada piso de la edificación, dando como resultado una distribución triangular.

Existe también una diferencia significativa en la filosofía de diseño entre la NEC-11 y la NCH-2745, la misma que se enfoca en la diferencia que plantea la NCH-2745 al establecer que bajo los efectos de un sismo severo, la estructura aislada no debe dañarse los elementos estructurales y conservarse los elementos no estructurales, es decir preservar la vida humana y reducción del daño de la edificación.

La NCH-2745 plantea además un sismo máximo posible, que se define como la probabilidad de excedencia del 10% en un periodo de 100 años, mientras que en los otros códigos es en 50 años.

CAPITULO V

5. CÁLCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS CORRESPONDIENTES A LAS NORMAS APLICADAS A LOS EDIFICIOS

Se calculara las fuerzas sísmicas estáticas, se repartirá por niveles en los edificios, además los espectros de aceleraciones de suelo, para análisis dinámico con los procesos descritos en el capítulo anterior y para el CEC 2002 y la NEC-11. Los procesos, las ecuaciones y tablas utilizadas están descritas en el capítulo anterior es por eso que en el presente capitulo nos enfocaremos más a los resultados de los coeficientes y gráficos.

5.1 FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS SEGÚN LA NEC-11

Hospitalización 2

PISO N°	D + 25 % L Ton/m2	AREA DE PISO m2	Wi Ton	hi m
8	0,71	89,00	63,28	30,72
7	1,39	1.052,47	1.457,67	27,72
6	1,34	1.052,47	1.410,31	23,76
5	1,34	1.052,47	1.410,31	19,80
4	1,34	1.131,15	1.515,74	15,84
3	1,34	1.131,15	1.515,74	11,88
2	1,34	1.052,47	1.410,31	7,92
1	1,34	996,78	1.335,69	3,96
PESO TOTAL =			10.119,05	

Tabla 5.1. Datos para el cálculo de las fuerzas horizontales (Hospitalización 2)

a. Calculo del periodo de vibración

$$T = Ct * hn^{\alpha}; Ct = 0.049; \alpha = 0.75 \text{ y } hn = 30.72m$$

$$T = 0.049 * 30.72^{0.75}$$

$$\underline{T = 0.639 \text{ seg.}}$$

b. Calculo de la aceleración espectral

$$Sa = \eta * Z * Fa ; \text{para periodos entre } 0 \leq T \leq Tc$$

$$Tc = 0.55 * Fs * \frac{Fd}{Fa};$$

Tipo de Suelo C; Zona Sísmica V:

$$F_s = 1.30 ; F_d = 1.30 \text{ y } F_a = 1.20$$

$$T_c = 0.55 * 1.30 * \frac{1.30}{1.20}$$

$$T_c = 0.775 \text{ seg.}$$

$$\underline{T = 0.639 \text{ seg.} < T_c = 0.775 \text{ seg.}}$$

$$S_a = \eta * Z * F_a; \eta = 2.48(\text{Sierra}) \text{ y } Z = 0.40$$

$$S_a = 2.48 * 0.40 * 1.20$$

$$\underline{S_a = 1.190}$$

c. Cálculo del cortante basal de diseño

$$V = \frac{I * S_a}{R * \varphi_p * \varphi_E} * W$$

Dónde:

$$I = 1.5 \text{ (Hospital)}$$

$$R = 7 \text{ (Estructura de hormigón con muros de Corte)}$$

$\varphi_p = 0,9$ Se considera porque existe irregularidad en planta en los pisos tercero y cuarto nivel 11,88 y 15,84m respectivamente

$\varphi_E = 1.0$ Se considera ya que la estructura es regular en toda su elevación de la estructura.

$$V = \frac{1,5 * 1,19}{7 * 0,9 * 1} * 10.119,05$$

$$V = 0,2833 * 10.119,05$$

$$\underline{V = 2.866,73 \text{ T}}$$

d. Cálculo de la Distribución vertical de fuerzas Laterales

$$V = \sum_{i=1}^n F_i; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i; \quad F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{n=i}^n w_i h_i^k} V$$

Con los valores de la tabla de datos de la estructura obtenemos las fuerzas laterales para cada piso tomando que el valor de k es para el periodo fundamental de la estructura (T=0,639) es:

$$0.50 s < T \leq 2.5s \rightarrow k = 0.75 + 0.50T$$

$$k = 0.75 + 0.50 * 0.639$$

$$\underline{k = 1.070}$$

PISO N°	hi m	Wi Ton	hi ^k m	Wi * hi Ton*m	fi Ton
8,00	30,72	63,28	39,04	2.470,45	35,59
7,00	27,72	1.457,67	34,98	50.989,30	734,61
6,00	23,76	1.410,31	29,66	41.829,79	602,65
5,00	19,80	1.410,31	24,40	34.411,56	495,77
4,00	15,84	1.515,74	19,22	29.132,52	419,72
3,00	11,88	1.515,74	14,13	21.417,41	308,56
2,00	7,92	1.410,31	9,15	12.904,34	185,92
1,00	3,96	1.335,69	4,36	5.823,61	83,90
SUMAN =		10.119,05		198.978,98	2.866,72

Tabla 5.2. Fuerzas Laterales para cada piso (Hospitalización 2) NEC-11.

ESCALERA- EMERGENCIAS-HOSPITALIZACION 2

PISO N°	D + 25 % L Ton/m2	AREA DE PISO m2	Wi Ton	hi m
8	0,766	24,05	18,42	30,72
7	0,935	24,05	22,49	27,72
6	0,935	24,05	22,49	23,76
5	0,935	24,05	22,49	19,80
4	0,935	24,05	22,49	15,84
3	0,935	24,05	22,49	11,88
2	0,935	24,05	22,49	7,92
1	0,935	24,05	22,49	3,96
PESO TOTAL =			175,85	

Tabla 5.3. Datos para el cálculo de las fuerzas horizontales (ESCALERA- EMERGENCIAS-HOSPITALIZACION 2)

a. Cálculo del periodo de vibración

$$T = Ct * hn^{\alpha}; Ct = 0.049; \alpha = 0.75 \text{ y } hn = 30.72m$$

$$T = 0.049 * 30.72^{0.75}$$

$$\underline{\underline{T = 0.639 \text{ seg.}}}$$

b. Cálculo de la aceleración espectral

$$Sa = \eta * Z * Fa ; \text{para periodos entre } 0 \leq T \leq Tc$$

$$Tc = 0.55 * Fs * \frac{Fd}{Fa};$$

Tipo de Suelo C; Zona Sísmica V:

$$Fs = 1.30 ; Fd = 1.30 \text{ y } Fa = 1.20$$

$$Tc = 0.55 * 1.30 * \frac{1.30}{1.20}$$

$$Tc = 0.775 \text{ seg.}$$

$$\underline{\underline{T = 0.639 \text{ seg.} < Tc = 0.775 \text{ seg.}}}$$

$$Sa = \eta * Z * Fa; \eta = 2.48(\text{Sierra}) \text{ y } Z = 0.40$$

$$Sa = 2.48 * 0.40 * 1.20$$

$$\underline{\underline{Sa = 1.190}}$$

c. Cálculo del cortante basal de diseño

$$V = \frac{I * Sa}{R * \varphi_P * \varphi_E} * W$$

Dónde:

$$I = 1.5 \text{ (Hospital)}$$

$$R = 7 \text{ (Estructura de hormigón con muros de Corte)}$$

$$\varphi_P = 0.9 \text{ Se considera porque existe irregularidad en planta}$$

$$\varphi_E = 1.0 \text{ Se considera ya que la estructura es regular en toda su elevación de la estructura.}$$

$$V = \frac{1,5 * 1,19}{7 * 0,9 * 1,0} * 175,85$$

$$V = 0,2833 * 175,85$$

$$V = 49,82 T$$

d. Calculo de la Distribución vertical de fuerzas Laterales

$$V = \sum_{i=1}^n F_i; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i; \quad F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{n=i}^n w_i h_i^k} V$$

Con los valores de la tabla de datos de la estructura obtenemos las fuerzas laterales para cada piso tomando que el valor de k es para el periodo fundamental de la estructura (T=0,639) es:

$$0.50 s < T \leq 2.5s \rightarrow k = 0.75 + 0.50T$$

$$k = 0.75 + 0.50 * 0.639$$

$$\underline{\underline{k = 1.070}}$$

PISO N°	hi m	Wi Ton	hi ^k m	Wi * hi Ton*m	fi Ton
8,00	30,72	18,42	39,04	719,12	9,49
7,00	27,72	22,49	34,98	786,70	10,38
6,00	23,76	22,49	29,66	667,05	8,80
5,00	19,80	22,49	24,40	548,76	7,24
4,00	15,84	22,49	19,22	432,26	5,70
3,00	11,88	22,49	14,13	317,78	4,19
2,00	7,92	22,49	9,15	205,78	2,72
1,00	3,96	22,49	4,36	98,06	1,29
SUMAN =		175,85		3.775,51	49,81

**Tabla 5.4. Fuerzas Laterales para cada piso (ESCALERA- EMERGENCIAS-HOSPITALIZACION
2) NEC-11.**

Obstetricia

PISO N°	D + 25 % L Ton/m2	AREA DE PISO m2	Wi Ton	hi m
2	0,919	972,36	893,60	7,92
1	1,444	972,36	1404,09	3,96
PESO TOTAL =			2297,69	

Tabla 5.5. Datos para el cálculo de las fuerzas horizontales (Obstetricia)

a. Cálculo del periodo de vibración

$$T = Ct * hn^{\alpha}; Ct = 0.047; \alpha = 0.90 \text{ y } hn = 7.92m$$

$$T = 0.047 * 7,92^{0.90}$$

$$\underline{T = 0.303seg.}$$

b. Cálculo de la aceleración espectral

$$Sa = \eta * Z * Fa ; \text{para periodos entre } 0 \leq T \leq Tc$$

$$Tc = 0.55 * Fs * \frac{Fd}{Fa};$$

Tipo de Suelo C; Zona Sísmica V:

$$Fs = 1.30 ; Fd = 1.30 \text{ y } Fa = 1.20$$

$$Tc = 0.55 * 1.30 * \frac{1.30}{1.20}$$

$$Tc = 0.775 \text{ seg.}$$

$$\underline{T = 0.303 \text{ seg.} < Tc = 0.775 \text{ seg.}}$$

$$Sa = \eta * Z * Fa; \eta = 2.48(\text{Sierra}) \text{ y } Z = 0.40$$

$$Sa = 2.48 * 0.40 * 1.20$$

$$\underline{Sa = 1.190}$$

c. Cálculo del cortante basal de diseño

$$V = \frac{I * Sa}{R * \varphi_P * \varphi_E} * W$$

Dónde:

$$I = 1,5 \text{ (Hospital)}$$

$R = 6$ (Pórticos espaciales sismo – resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas)

$\varphi_P = 1,0$ Su estructura es regular en todos los niveles en planta

$\varphi_E = 1,0$ Es regular en toda la estructura en elevación.

$$V = \frac{1,5 * 1,19}{6 * 1,0 * 1,0} * 2.287,12$$

$$V = 0,2975 * 2.287,12$$

$$V = 683,56T$$

d. Cálculo de la Distribución vertical de fuerzas Laterales

$$V = \sum_{i=1}^n F_i; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i; \quad F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{n=i}^n w_i h_i^k} V$$

Con los valores de la tabla de datos de la estructura obtenemos las fuerzas laterales para cada piso tomando que el valor de k es para el periodo fundamental de la estructura (T=0,303) es:

$$T \leq 0.50 \text{ s} \rightarrow k = 1.0T$$

$$k = 1 * 0.303$$

$$\underline{k = 0.303}$$

PISO N°	hi m	Wi Ton	hi ^k m	Wi * hi Ton*m	fi Ton
2	7,92	893,60	1,87	1.671,03	300,18
1	3,96	1.404,09	1,52	2.134,22	383,38
SUMAN =		2.297,69		3.805,25	683,56

Tabla 5.6. Fuerzas Laterales para cada piso (Obstetricia) NEC-11.

C. Quirúrgico

PISO N°	D + 25 % L Ton/m2	AREA DE PISO m2	Wi Ton	hi m
2	0,919	994.26	913,72	7,92
1	1,444	994.26	1.435,71	3,96
PESO TOTAL =			2.349,43	

Tabla 5.7. Datos para el cálculo de las fuerzas horizontales (Obstetricia)

a. Cálculo del periodo de vibración

$$T = Ct * hn^{\alpha}; Ct = 0.047; \alpha = 0.90 \text{ y } hn = 7.92m$$

$$T = 0.047 * 7,92^{0.90}$$

$$\underline{\underline{T = 0.303seg.}}$$

b. Cálculo de la aceleración espectral

$$Sa = \eta * Z * Fa ; \text{para periodos entre } 0 \leq T \leq Tc$$

$$Tc = 0.55 * Fs * \frac{Fd}{Fa};$$

Tipo de Suelo C; Zona Sísmica V:

$$Fs = 1.30 ; Fd = 1.30 \text{ y } Fa = 1.20$$

$$Tc = 0.55 * 1.30 * \frac{1.30}{1.20}$$

$$Tc = 0.775 \text{ seg.}$$

$$\underline{\underline{T = 0.303 \text{ seg.} < Tc = 0.775 \text{ seg.}}}$$

$$Sa = \eta * Z * Fa; \eta = 2.48(\text{Sierra}) \text{ y } Z = 0.40$$

$$Sa = 2.48 * 0.40 * 1.20$$

$$\underline{\underline{Sa = 1.190}}$$

c. Cálculo del cortante basal de diseño

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Dónde:

$$I = 1.5 \text{ (Hospital)}$$

$R = 6$ (Pórticos espaciales sismo – resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas)

$\varphi_P = 1,0$ Su estructura es regular en todos los niveles en planta

$\varphi_E = 1,0$ Es regular en toda la estructura en elevación.

$$V = \frac{1,5 * 1,19}{6 * 1 * 1} * 2.349,43$$

$$V = 0,2975 * 2.349,43$$

$$V = 698,96 T$$

d. Calculo de la Distribución vertical de fuerzas Laterales

$$V = \sum_{i=1}^n F_i; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i; \quad F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{n=i}^n w_i h_i^k} V$$

Con los valores de la tabla de datos de la estructura obtenemos las fuerzas laterales para cada piso tomando que el valor de k es para el periodo fundamental de la estructura ($T=0,303$) es:

$$T \leq 0.50 s \rightarrow k = 1.0T$$

$$k = 1 * 0.303$$

$$\underline{\underline{k = 0.303}}$$

PISO N°	hi m	Wi Ton	hi ^k m	Wi * hi Ton*m	fi Ton
2	7,92	913,72	1,87	1.708,66	306,94
1	3,96	1.435,71	1,52	2.182,28	392,02
SUMAN =		2.349,43		3.890,94	698,96

Tabla 5.8. Fuerzas Laterales para cada piso (Quirúrgico) NEC-11.

5.2 ESPECTRO SISMICO ELASTICO DE ACELERACIONES SEGÚN LA NEC-11.

T seg.	Sa (g)	
0,000	1,190	$Sa = \eta * Z * Fa$
0,200	1,190	
0,400	1,190	
0,600	1,190	
0,775	1,190	
0,800	1,150	$Sa = \eta * Z * Fa * \left(\frac{T_c}{T}\right)^{\gamma}$
1,000	0,920	
1,200	0,770	
1,400	0,660	
1,600	0,580	
1,800	0,510	
2,000	0,460	
2,200	0,420	
2,400	0,380	
2,600	0,350	
2,800	0,330	
3,000	0,310	
3,200	0,290	
3,400	0,270	
3,600	0,260	
3,800	0,240	
4,000	0,230	

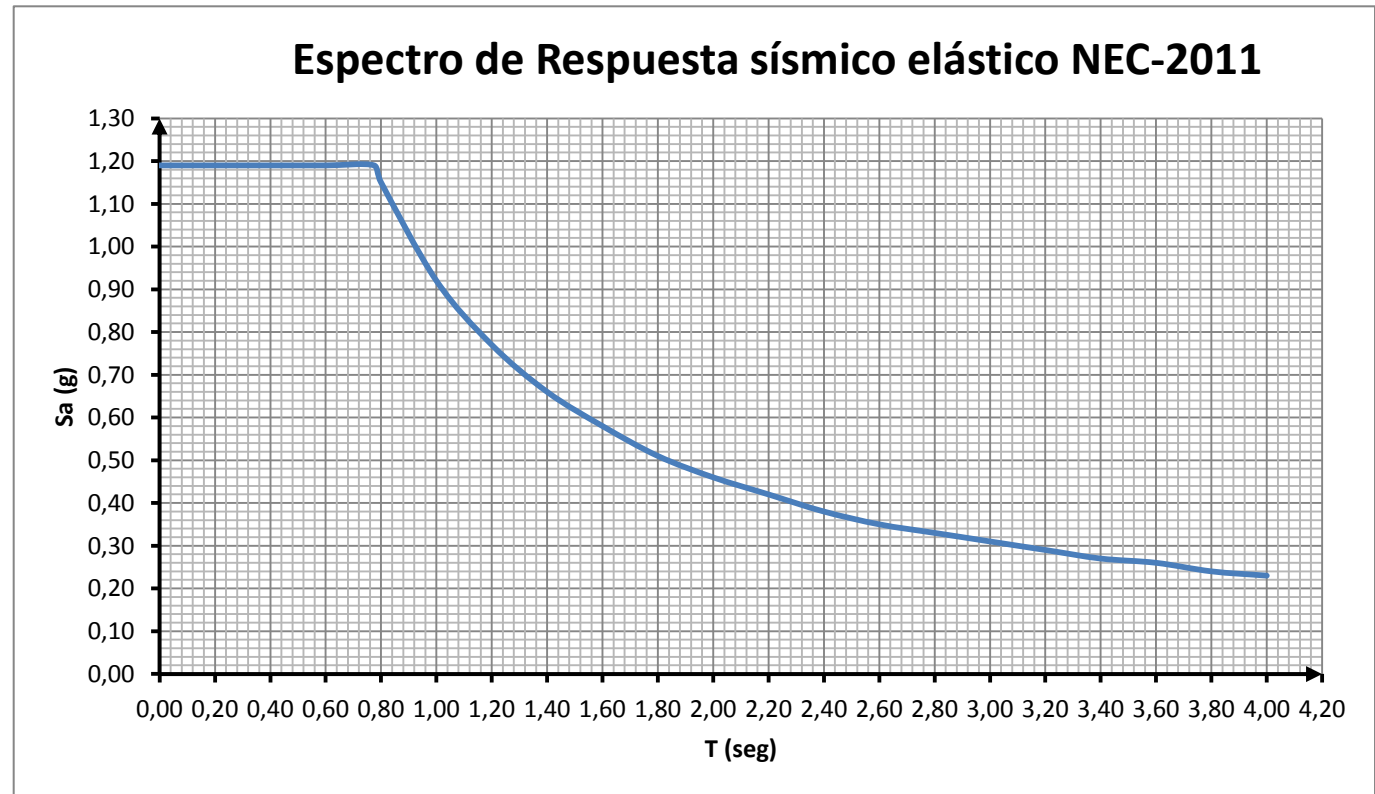


Fig. 5.1. Espectro Sísmico Elástico NEC-2011

Tabla 5.9. Valores Aceleración NEC-11.

Se presentan los dos espectros: el espectro elástico y el inelástico los mismos que han sido calculados con los procedimientos descritos en el capítulo IV.

Los espectros sísmicos de aceleraciones se han calculado para cada edificio, con los periodos, alturas y coeficientes propios de cada estructura, dando como resultado las tablas de cálculo y los gráficos correspondientes que se exponen a continuación:

ESPECTRO DE DISEÑO DE LA NEC – 11

HOSPITALIZACIÓN 2

Coeficientes necesarios para el cálculo del espectro de diseño.

Espectro de Diseño Elástico:

F_s =	1,300
F_d =	1,300
F_a =	1,200
η =	2,480
I =	1,500
T_o =	0,141
T_c =	0,775
T =	0,639
Z =	0,400
r =	1,000

Espectro de Diseño Inelástico:

F_s =	1,300
F_d =	1,300
F_a =	1,200
η =	2,480
I =	1,500
T_o =	0,140
T_c =	0,770
Z =	0,400
R =	7,000
r =	1,000
φ_p =	0,900
φ_E =	1,000

T	Ad * g	Ad
0,000	17,521	1,786
0,100	17,521	1,786
0,200	17,521	1,786
0,300	17,521	1,786
0,400	17,521	1,786
0,500	17,521	1,786
0,600	17,521	1,786
0,700	17,521	1,786
0,775	17,521	1,786
0,800	16,971	1,730
0,900	15,088	1,538
1,000	13,577	1,384

T	Ad * g	Ad
0,000	2,776	0,283
0,100	2,776	0,283
0,200	2,776	0,283
0,300	2,776	0,283
0,400	2,776	0,283
0,500	2,776	0,283
0,600	2,776	0,283
0,700	2,776	0,283
0,775	2,776	0,283
0,800	2,698	0,275
0,900	2,394	0,244
1,000	2,158	0,220

T	Ad * g	Ad
1,100	12,341	1,258
1,200	11,311	1,153
1,300	10,438	1,064
1,400	9,692	0,988
1,500	9,055	0,923
1,600	8,486	0,865
1,700	7,985	0,814
1,800	7,544	0,769
1,900	7,142	0,728
2,000	6,789	0,692
2,100	6,465	0,659
2,200	6,17	0,629
2,300	5,906	0,602
2,400	5,66	0,577
2,500	5,435	0,554
2,600	5,219	0,532
2,700	5,033	0,513
2,800	4,846	0,494
2,900	4,679	0,477
3,000	4,522	0,461
3,100	4,375	0,446
3,200	4,238	0,432
3,300	4,11	0,419
3,400	3,993	0,407
3,500	3,875	0,395
3,600	3,767	0,384
3,700	3,669	0,374
3,800	3,571	0,364
3,900	3,483	0,355
4,000	3,394	0,346
4,100	3,316	0,338
4,200	3,227	0,329
4,300	3,159	0,322
4,400	3,09	0,315
4,500	3,021	0,308
4,600	2,953	0,301
4,700	2,884	0,294
4,800	2,825	0,288
4,900	2,766	0,282
5,000	2,717	0,277
5,100	2,659	0,271
5,200	2,609	0,266
5,300	2,56	0,261
5,400	2,511	0,256

T	Ad * g	Ad
1,100	1,962	0,200
1,200	1,795	0,183
1,300	1,658	0,169
1,400	1,540	0,157
1,500	1,442	0,147
1,600	1,344	0,137
1,700	1,265	0,129
1,800	1,197	0,122
1,900	1,138	0,116
2,000	1,079	0,110
2,100	1,030	0,105
2,200	0,981	0,100
2,300	0,942	0,096
2,400	0,903	0,092
2,500	0,863	0,088
2,600	0,824	0,084
2,700	0,795	0,081
2,800	0,765	0,078
2,900	0,746	0,076
3,000	0,716	0,073
3,100	0,697	0,071
3,200	0,677	0,069
3,300	0,657	0,067
3,400	0,638	0,065
3,500	0,618	0,063
3,600	0,598	0,061
3,700	0,579	0,059
3,800	0,569	0,058
3,900	0,549	0,056
4,000	0,540	0,055
4,100	0,530	0,054
4,200	0,510	0,052
4,300	0,500	0,051
4,400	0,491	0,050
4,500	0,481	0,049
4,600	0,471	0,048
4,700	0,461	0,047
4,800	0,451	0,046
4,900	0,441	0,045
5,000	0,432	0,044
5,100	0,422	0,043
5,200	0,412	0,042
5,300	0,402	0,041
5,400	0,402	0,041

T	Ad * g	Ad
5,500	2,472	0,252
5,600	2,423	0,247
5,700	2,384	0,243
5,800	2,345	0,239
5,900	2,305	0,235
6,000	2,266	0,231
6,100	2,227	0,227
6,200	2,188	0,223
6,300	2,158	0,220
6,400	2,119	0,216
6,500	2,09	0,213
6,600	2,06	0,210
6,700	2,031	0,207
6,800	2,001	0,204
6,900	1,972	0,201
7,000	1,942	0,198
7,100	1,913	0,195
7,200	1,884	0,192
7,300	1,864	0,190
7,400	1,834	0,187
7,500	1,815	0,185
7,600	1,785	0,182
7,700	1,766	0,180
7,800	1,736	0,177
7,900	1,717	0,175
8,000	1,697	0,173
8,100	1,678	0,171
8,200	1,658	0,169
8,300	1,638	0,167
8,400	1,619	0,165
8,500	1,599	0,163
8,600	1,579	0,161
8,700	1,56	0,159
8,800	1,54	0,157
8,900	1,521	0,155
9,000	1,511	0,154
9,100	1,491	0,152
9,200	1,472	0,150
9,300	1,462	0,149
9,400	1,442	0,147
9,500	1,432	0,146
9,600	1,413	0,144
9,700	1,403	0,143
9,800	1,383	0,141

T	Ad * g	Ad
5,500	0,392	0,040
5,600	0,383	0,039
5,700	0,383	0,039
5,800	0,373	0,038
5,900	0,363	0,037
6,000	0,363	0,037
6,100	0,353	0,036
6,200	0,343	0,035
6,300	0,343	0,035
6,400	0,334	0,034
6,500	0,334	0,034
6,600	0,324	0,033
6,700	0,324	0,033
6,800	0,314	0,032
6,900	0,314	0,032
7,000	0,304	0,031
7,100	0,304	0,031
7,200	0,294	0,030
7,300	0,294	0,030
7,400	0,294	0,030
7,500	0,284	0,029
7,600	0,284	0,029
7,700	0,284	0,029
7,800	0,275	0,028
7,900	0,275	0,028
8,000	0,265	0,027
8,100	0,265	0,027
8,200	0,265	0,027
8,300	0,265	0,027
8,400	0,255	0,026
8,500	0,255	0,026
8,600	0,255	0,026
8,700	0,245	0,025
8,800	0,245	0,025
8,900	0,245	0,025
9,000	0,235	0,024
9,100	0,235	0,024
9,200	0,235	0,024
9,300	0,235	0,024
9,400	0,226	0,023
9,500	0,226	0,023
9,600	0,226	0,023
9,700	0,226	0,023
9,800	0,216	0,022

T	Ad * g	Ad
9,900	1,373	0,140
10,000	1,354	0,138

T	Ad * g	Ad
9,900	0,216	0,022
10,000	0,216	0,022

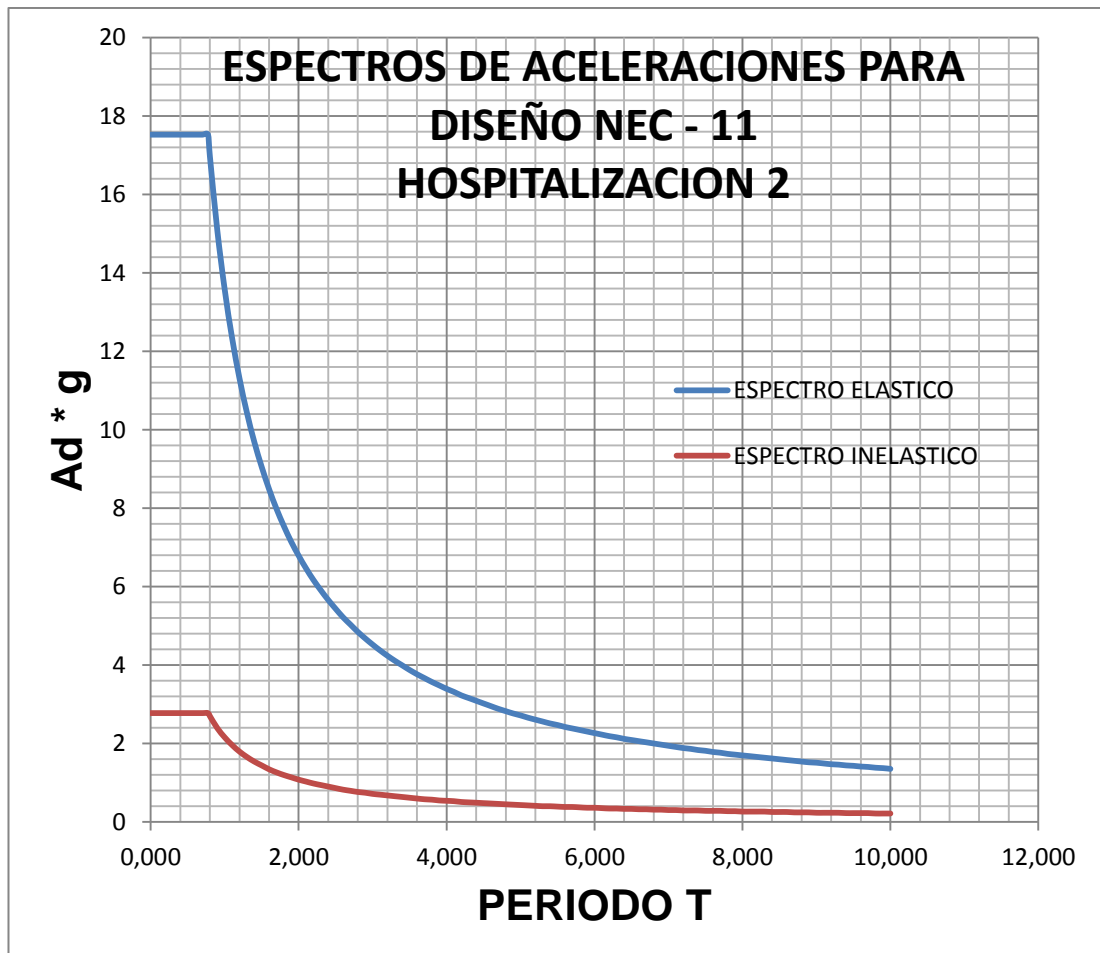


Fig. 5.2. Espectros de aceleraciones para diseño – Hospitalización 2 - NEC-2011

ESCALERA- EMERGENCIAS-HOSPITALIZACION 2

Coeficientes necesarios para el cálculo del espectro de diseño.

Espectro de Diseño Elástico:

F_s =	1,300
F_d =	1,300
F_a =	1,200
η =	2,480
I =	1,500
T_o =	0,141
T_c =	0,775
T =	0,639
Z =	0,400
r =	1,000

Espectro de Diseño Inelástico:

F_s =	1,300
F_d =	1,300
F_a =	1,200
η =	2,480
I =	1,500
T_o =	0,140
T_c =	0,770
Z =	0,400
R =	7,000
r =	1,000
φ_p =	0,900
φ_E =	1,000

T	Ad * g	Ad
0,000	17,521	1,786
0,100	17,521	1,786
0,200	17,521	1,786
0,300	17,521	1,786
0,400	17,521	1,786
0,500	17,521	1,786
0,600	17,521	1,786
0,700	17,521	1,786
0,775	17,521	1,786
0,800	16,971	1,730
0,900	15,088	1,538
1,000	13,577	1,384
1,100	12,341	1,258
1,200	11,311	1,153
1,300	10,438	1,064
1,400	9,692	0,988
1,500	9,055	0,923
1,600	8,486	0,865
1,700	7,985	0,814
1,800	7,544	0,769
1,900	7,142	0,728
2,000	6,789	0,692
2,100	6,465	0,659

T	Ad * g	Ad
0,000	2,776	0,283
0,100	2,776	0,283
0,200	2,776	0,283
0,300	2,776	0,283
0,400	2,776	0,283
0,500	2,776	0,283
0,600	2,776	0,283
0,700	2,776	0,283
0,775	2,776	0,283
0,800	2,698	0,275
0,900	2,394	0,244
1,000	2,158	0,220
1,100	1,962	0,200
1,200	1,795	0,183
1,300	1,658	0,169
1,400	1,540	0,157
1,500	1,442	0,147
1,600	1,344	0,137
1,700	1,265	0,129
1,800	1,197	0,122
1,900	1,138	0,116
2,000	1,079	0,110
2,100	1,030	0,105

T	Ad * g	Ad
2,200	6,17	0,629
2,300	5,906	0,602
2,400	5,66	0,577
2,500	5,435	0,554
2,600	5,219	0,532
2,700	5,033	0,513
2,800	4,846	0,494
2,900	4,679	0,477
3,000	4,522	0,461
3,100	4,375	0,446
3,200	4,238	0,432
3,300	4,11	0,419
3,400	3,993	0,407
3,500	3,875	0,395
3,600	3,767	0,384
3,700	3,669	0,374
3,800	3,571	0,364
3,900	3,483	0,355
4,000	3,394	0,346
4,100	3,316	0,338
4,200	3,227	0,329
4,300	3,159	0,322
4,400	3,09	0,315
4,500	3,021	0,308
4,600	2,953	0,301
4,700	2,884	0,294
4,800	2,825	0,288
4,900	2,766	0,282
5,000	2,717	0,277
5,100	2,659	0,271
5,200	2,609	0,266
5,300	2,56	0,261
5,400	2,511	0,256
5,500	2,472	0,252
5,600	2,423	0,247
5,700	2,384	0,243
5,800	2,345	0,239
5,900	2,305	0,235
6,000	2,266	0,231
6,100	2,227	0,227
6,200	2,188	0,223
6,300	2,158	0,220
6,400	2,119	0,216
6,500	2,09	0,213

T	Ad * g	Ad
2,200	0,981	0,100
2,300	0,942	0,096
2,400	0,903	0,092
2,500	0,863	0,088
2,600	0,824	0,084
2,700	0,795	0,081
2,800	0,765	0,078
2,900	0,746	0,076
3,000	0,716	0,073
3,100	0,697	0,071
3,200	0,677	0,069
3,300	0,657	0,067
3,400	0,638	0,065
3,500	0,618	0,063
3,600	0,598	0,061
3,700	0,579	0,059
3,800	0,569	0,058
3,900	0,549	0,056
4,000	0,540	0,055
4,100	0,530	0,054
4,200	0,510	0,052
4,300	0,500	0,051
4,400	0,491	0,050
4,500	0,481	0,049
4,600	0,471	0,048
4,700	0,461	0,047
4,800	0,451	0,046
4,900	0,441	0,045
5,000	0,432	0,044
5,100	0,422	0,043
5,200	0,412	0,042
5,300	0,402	0,041
5,400	0,402	0,041
5,500	0,392	0,040
5,600	0,383	0,039
5,700	0,383	0,039
5,800	0,373	0,038
5,900	0,363	0,037
6,000	0,363	0,037
6,100	0,353	0,036
6,200	0,343	0,035
6,300	0,343	0,035
6,400	0,334	0,034
6,500	0,334	0,034

T	Ad * g	Ad
6,600	2,06	0,210
6,700	2,031	0,207
6,800	2,001	0,204
6,900	1,972	0,201
7,000	1,942	0,198
7,100	1,913	0,195
7,200	1,884	0,192
7,300	1,864	0,190
7,400	1,834	0,187
7,500	1,815	0,185
7,600	1,785	0,182
7,700	1,766	0,180
7,800	1,736	0,177
7,900	1,717	0,175
8,000	1,697	0,173
8,100	1,678	0,171
8,200	1,658	0,169
8,300	1,638	0,167
8,400	1,619	0,165
8,500	1,599	0,163
8,600	1,579	0,161
8,700	1,56	0,159
8,800	1,54	0,157
8,900	1,521	0,155
9,000	1,511	0,154
9,100	1,491	0,152
9,200	1,472	0,150
9,300	1,462	0,149
9,400	1,442	0,147
9,500	1,432	0,146
9,600	1,413	0,144
9,700	1,403	0,143
9,800	1,383	0,141
9,900	1,373	0,140
10,000	1,354	0,138

T	Ad * g	Ad
6,600	0,324	0,033
6,700	0,324	0,033
6,800	0,314	0,032
6,900	0,314	0,032
7,000	0,304	0,031
7,100	0,304	0,031
7,200	0,294	0,030
7,300	0,294	0,030
7,400	0,294	0,030
7,500	0,284	0,029
7,600	0,284	0,029
7,700	0,284	0,029
7,800	0,275	0,028
7,900	0,275	0,028
8,000	0,265	0,027
8,100	0,265	0,027
8,200	0,265	0,027
8,300	0,265	0,027
8,400	0,255	0,026
8,500	0,255	0,026
8,600	0,255	0,026
8,700	0,245	0,025
8,800	0,245	0,025
8,900	0,245	0,025
9,000	0,235	0,024
9,100	0,235	0,024
9,200	0,235	0,024
9,300	0,235	0,024
9,400	0,226	0,023
9,500	0,226	0,023
9,600	0,226	0,023
9,700	0,226	0,023
9,800	0,216	0,022
9,900	0,216	0,022
10,000	0,216	0,022

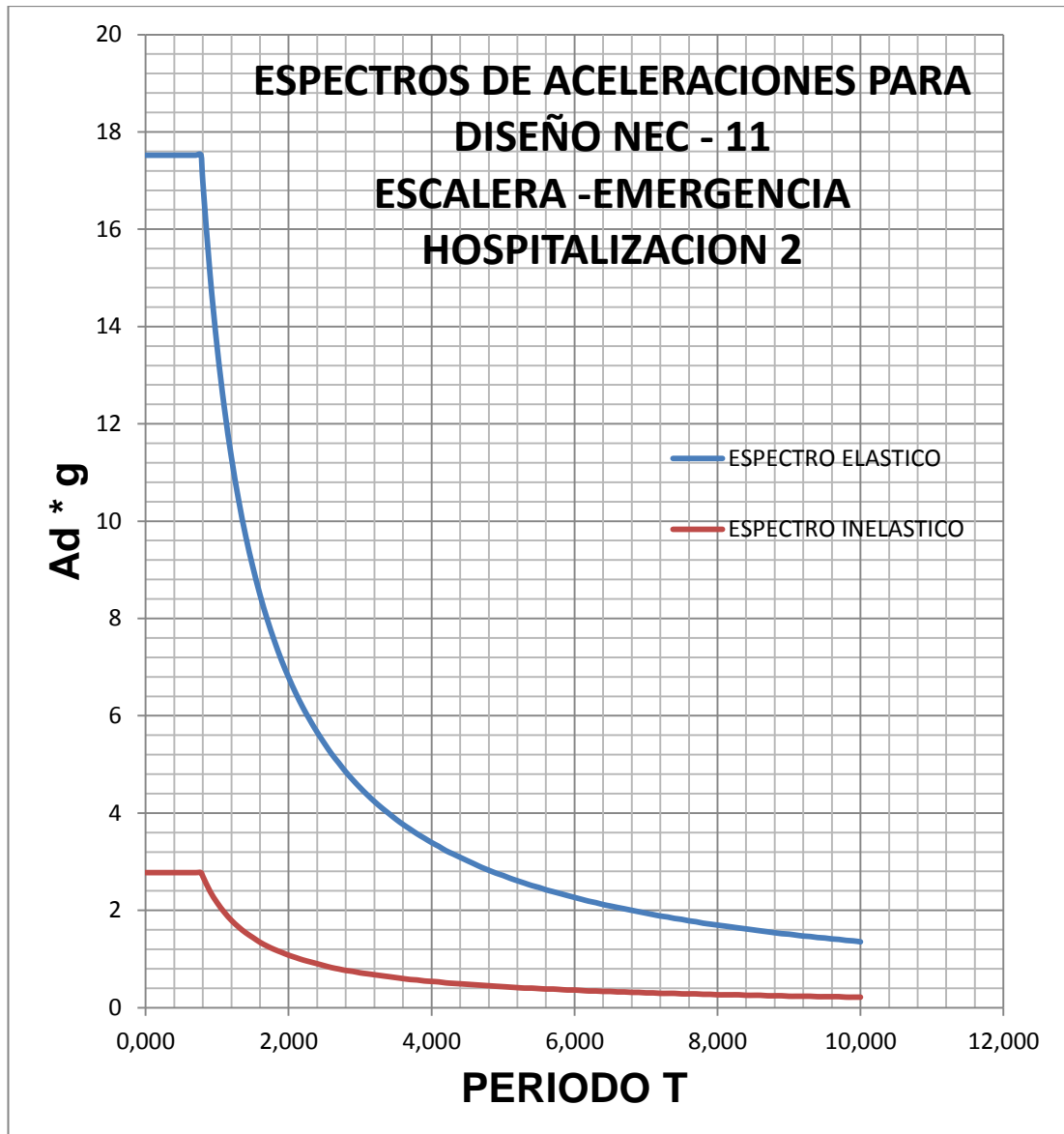


Fig. 5.3. Espectros de aceleraciones para diseño – Escalera de Emergencia - Hospitalización2 - NEC-2011

OBSTETRICIA

Coeficientes necesarios para el cálculo del espectro de diseño.

Espectro de Diseño Elástico:

F_s =	1,300
F_d =	1,300
F_a =	1,200
η =	2,480
I =	1,500
T_o =	0,141
T_c =	0,775
T =	0,303
Z =	0,400
r =	1,000

Espectro de Diseño Inelástico:

F_s =	1,300
F_d =	1,300
F_a =	1,200
η =	2,480
I =	1,500
T_o =	0,140
T_c =	0,770
Z =	0,400
R =	6,000
r =	1,000
φ_p =	1,000
φ_E =	1,000

T	Ad * g	Ad
0,000	17,521	1,786
0,100	17,521	1,786
0,200	17,521	1,786
0,300	17,521	1,786
0,400	17,521	1,786
0,500	17,521	1,786
0,600	17,521	1,786
0,700	17,521	1,786
0,775	17,521	1,786
0,800	16,971	1,730
0,900	15,088	1,538
1,000	13,577	1,384
1,100	12,341	1,258
1,200	11,311	1,153
1,300	10,438	1,064
1,400	9,692	0,988
1,500	9,055	0,923
1,600	8,486	0,865
1,700	7,985	0,814
1,800	7,544	0,769
1,900	7,142	0,728
2,000	6,789	0,692
2,100	6,465	0,659

T	Ad * g	Ad
0,000	2,923	0,298
0,100	2,923	0,298
0,200	2,923	0,298
0,300	2,923	0,298
0,400	2,923	0,298
0,500	2,923	0,298
0,600	2,923	0,298
0,700	2,923	0,298
0,775	2,923	0,298
0,800	2,825	0,288
0,900	2,511	0,256
1,000	2,266	0,231
1,100	2,060	0,210
1,200	1,884	0,192
1,300	1,736	0,177
1,400	1,619	0,165
1,500	1,511	0,154
1,600	1,413	0,144
1,700	1,334	0,136
1,800	1,256	0,128
1,900	1,187	0,121
2,000	1,128	0,115
2,100	1,079	0,110

T	Ad * g	Ad
2,200	6,17	0,629
2,300	5,906	0,602
2,400	5,66	0,577
2,500	5,435	0,554
2,600	5,219	0,532
2,700	5,033	0,513
2,800	4,846	0,494
2,900	4,679	0,477
3,000	4,522	0,461
3,100	4,375	0,446
3,200	4,238	0,432
3,300	4,11	0,419
3,400	3,993	0,407
3,500	3,875	0,395
3,600	3,767	0,384
3,700	3,669	0,374
3,800	3,571	0,364
3,900	3,483	0,355
4,000	3,394	0,346
4,100	3,316	0,338
4,200	3,227	0,329
4,300	3,159	0,322
4,400	3,09	0,315
4,500	3,021	0,308
4,600	2,953	0,301
4,700	2,884	0,294
4,800	2,825	0,288
4,900	2,766	0,282
5,000	2,717	0,277
5,100	2,659	0,271
5,200	2,609	0,266
5,300	2,56	0,261
5,400	2,511	0,256
5,500	2,472	0,252
5,600	2,423	0,247
5,700	2,384	0,243
5,800	2,345	0,239
5,900	2,305	0,235
6,000	2,266	0,231
6,100	2,227	0,227
6,200	2,188	0,223
6,300	2,158	0,220
6,400	2,119	0,216
6,500	2,09	0,213

T	Ad * g	Ad
2,200	1,030	0,105
2,300	0,981	0,100
2,400	0,942	0,096
2,500	0,903	0,092
2,600	0,873	0,089
2,700	0,844	0,086
2,800	0,804	0,082
2,900	0,785	0,080
3,000	0,755	0,077
3,100	0,726	0,074
3,200	0,706	0,072
3,300	0,687	0,070
3,400	0,667	0,068
3,500	0,647	0,066
3,600	0,628	0,064
3,700	0,608	0,062
3,800	0,598	0,061
3,900	0,579	0,059
4,000	0,569	0,058
4,100	0,549	0,056
4,200	0,540	0,055
4,300	0,530	0,054
4,400	0,520	0,053
4,500	0,500	0,051
4,600	0,491	0,050
4,700	0,481	0,049
4,800	0,471	0,048
4,900	0,461	0,047
5,000	0,451	0,046
5,100	0,441	0,045
5,200	0,432	0,044
5,300	0,432	0,044
5,400	0,422	0,043
5,500	0,412	0,042
5,600	0,402	0,041
5,700	0,402	0,041
5,800	0,392	0,040
5,900	0,383	0,039
6,000	0,383	0,039
6,100	0,373	0,038
6,200	0,363	0,037
6,300	0,363	0,037
6,400	0,353	0,036
6,500	0,353	0,036

T	Ad * g	Ad
6,600	2,06	0,210
6,700	2,031	0,207
6,800	2,001	0,204
6,900	1,972	0,201
7,000	1,942	0,198
7,100	1,913	0,195
7,200	1,884	0,192
7,300	1,864	0,190
7,400	1,834	0,187
7,500	1,815	0,185
7,600	1,785	0,182
7,700	1,766	0,180
7,800	1,736	0,177
7,900	1,717	0,175
8,000	1,697	0,173
8,100	1,678	0,171
8,200	1,658	0,169
8,300	1,638	0,167
8,400	1,619	0,165
8,500	1,599	0,163
8,600	1,579	0,161
8,700	1,56	0,159
8,800	1,54	0,157
8,900	1,521	0,155
9,000	1,511	0,154
9,100	1,491	0,152
9,200	1,472	0,150
9,300	1,462	0,149
9,400	1,442	0,147
9,500	1,432	0,146
9,600	1,413	0,144
9,700	1,403	0,143
9,800	1,383	0,141
9,900	1,373	0,140
10,000	1,354	0,138

T	Ad * g	Ad
6,600	0,343	0,035
6,700	0,343	0,035
6,800	0,334	0,034
6,900	0,334	0,034
7,000	0,324	0,033
7,100	0,324	0,033
7,200	0,314	0,032
7,300	0,314	0,032
7,400	0,304	0,031
7,500	0,304	0,031
7,600	0,294	0,030
7,700	0,294	0,030
7,800	0,294	0,030
7,900	0,284	0,029
8,000	0,284	0,029
8,100	0,284	0,029
8,200	0,275	0,028
8,300	0,275	0,028
8,400	0,275	0,028
8,500	0,265	0,027
8,600	0,265	0,027
8,700	0,265	0,027
8,800	0,255	0,026
8,900	0,255	0,026
9,000	0,255	0,026
9,100	0,245	0,025
9,200	0,245	0,025
9,300	0,245	0,025
9,400	0,245	0,025
9,500	0,235	0,024
9,600	0,235	0,024
9,700	0,235	0,024
9,800	0,235	0,024
9,900	0,226	0,023
10,000	0,226	0,023

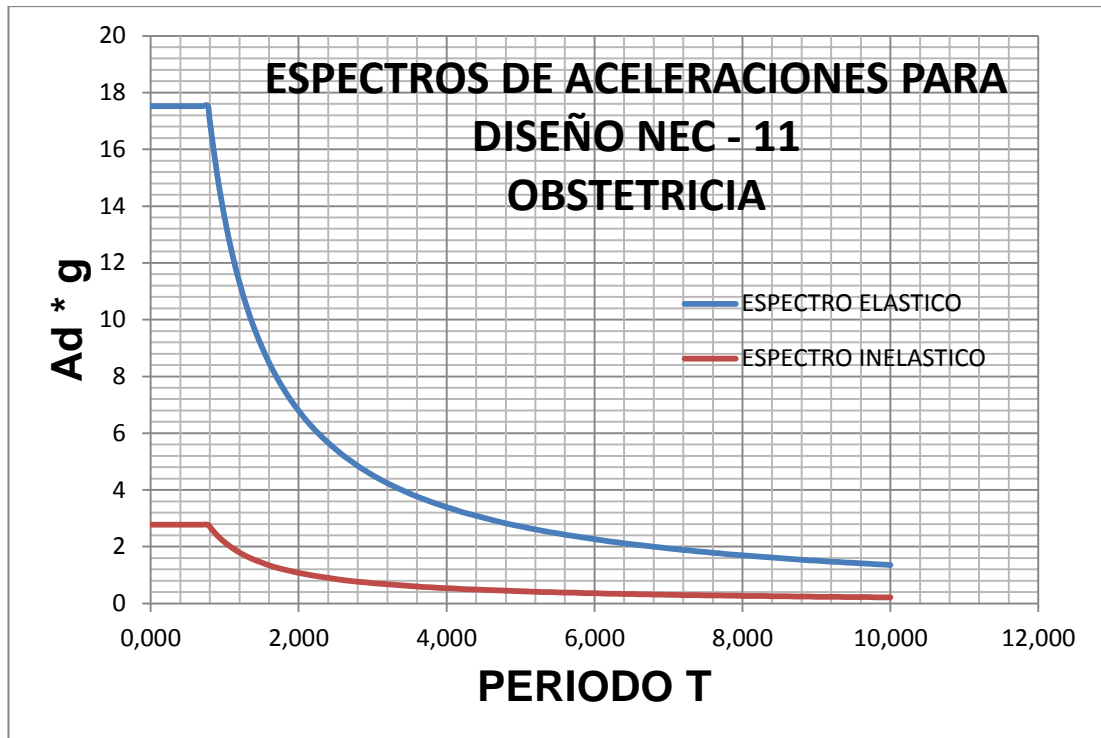


Fig. 5.4. Espectros de aceleraciones para diseño – Obstetricia - NEC-2011

C. QUIRURGICO

Coeficientes necesarios para el cálculo del espectro de diseño.

Espectro de Diseño Elástico:

F_s =	1,300
F_d =	1,300
F_a =	1,200
η =	2,480
I =	1,500
T_o =	0,141
T_c =	0,775
T =	0,303
Z =	0,400
r =	1,000

Espectro de Diseño Inelástico:

F_s =	1,300
F_d =	1,300
F_a =	1,200
η =	2,480
I =	1,500
T_o =	0,140
T_c =	0,770
Z =	0,400
R =	6,000
r =	1,000
φ_p =	1,000
φ_E =	1,000

T	Ad * g	Ad
0,000	17,521	1,786
0,100	17,521	1,786
0,200	17,521	1,786
0,300	17,521	1,786
0,400	17,521	1,786
0,500	17,521	1,786
0,600	17,521	1,786
0,700	17,521	1,786
0,775	17,521	1,786
0,800	16,971	1,730
0,900	15,088	1,538
1,000	13,577	1,384
1,100	12,341	1,258
1,200	11,311	1,153
1,300	10,438	1,064
1,400	9,692	0,988
1,500	9,055	0,923
1,600	8,486	0,865
1,700	7,985	0,814
1,800	7,544	0,769
1,900	7,142	0,728
2,000	6,789	0,692
2,100	6,465	0,659
2,200	6,17	0,629

T	Ad * g	Ad
0,000	2,923	0,298
0,100	2,923	0,298
0,200	2,923	0,298
0,300	2,923	0,298
0,400	2,923	0,298
0,500	2,923	0,298
0,600	2,923	0,298
0,700	2,923	0,298
0,775	2,923	0,298
0,800	2,825	0,288
0,900	2,511	0,256
1,000	2,266	0,231
1,100	2,060	0,210
1,200	1,884	0,192
1,300	1,736	0,177
1,400	1,619	0,165
1,500	1,511	0,154
1,600	1,413	0,144
1,700	1,334	0,136
1,800	1,256	0,128
1,900	1,187	0,121
2,000	1,128	0,115
2,100	1,079	0,110
2,200	1,030	0,105

T	Ad * g	Ad
2,300	5,906	0,602
2,400	5,66	0,577
2,500	5,435	0,554
2,600	5,219	0,532
2,700	5,033	0,513
2,800	4,846	0,494
2,900	4,679	0,477
3,000	4,522	0,461
3,100	4,375	0,446
3,200	4,238	0,432
3,300	4,11	0,419
3,400	3,993	0,407
3,500	3,875	0,395
3,600	3,767	0,384
3,700	3,669	0,374
3,800	3,571	0,364
3,900	3,483	0,355
4,000	3,394	0,346
4,100	3,316	0,338
4,200	3,227	0,329
4,300	3,159	0,322
4,400	3,09	0,315
4,500	3,021	0,308
4,600	2,953	0,301
4,700	2,884	0,294
4,800	2,825	0,288
4,900	2,766	0,282
5,000	2,717	0,277
5,100	2,659	0,271
5,200	2,609	0,266
5,300	2,56	0,261
5,400	2,511	0,256
5,500	2,472	0,252
5,600	2,423	0,247
5,700	2,384	0,243
5,800	2,345	0,239
5,900	2,305	0,235
6,000	2,266	0,231
6,100	2,227	0,227
6,200	2,188	0,223
6,300	2,158	0,220
6,400	2,119	0,216
6,500	2,09	0,213
6,600	2,06	0,210

T	Ad * g	Ad
2,300	0,981	0,100
2,400	0,942	0,096
2,500	0,903	0,092
2,600	0,873	0,089
2,700	0,844	0,086
2,800	0,804	0,082
2,900	0,785	0,080
3,000	0,755	0,077
3,100	0,726	0,074
3,200	0,706	0,072
3,300	0,687	0,070
3,400	0,667	0,068
3,500	0,647	0,066
3,600	0,628	0,064
3,700	0,608	0,062
3,800	0,598	0,061
3,900	0,579	0,059
4,000	0,569	0,058
4,100	0,549	0,056
4,200	0,540	0,055
4,300	0,530	0,054
4,400	0,520	0,053
4,500	0,500	0,051
4,600	0,491	0,050
4,700	0,481	0,049
4,800	0,471	0,048
4,900	0,461	0,047
5,000	0,451	0,046
5,100	0,441	0,045
5,200	0,432	0,044
5,300	0,432	0,044
5,400	0,422	0,043
5,500	0,412	0,042
5,600	0,402	0,041
5,700	0,402	0,041
5,800	0,392	0,040
5,900	0,383	0,039
6,000	0,383	0,039
6,100	0,373	0,038
6,200	0,363	0,037
6,300	0,363	0,037
6,400	0,353	0,036
6,500	0,353	0,036
6,600	0,343	0,035

T	Ad * g	Ad
6,700	2,031	0,207
6,800	2,001	0,204
6,900	1,972	0,201
7,000	1,942	0,198
7,100	1,913	0,195
7,200	1,884	0,192
7,300	1,864	0,190
7,400	1,834	0,187
7,500	1,815	0,185
7,600	1,785	0,182
7,700	1,766	0,180
7,800	1,736	0,177
7,900	1,717	0,175
8,000	1,697	0,173
8,100	1,678	0,171
8,200	1,658	0,169
8,300	1,638	0,167
8,400	1,619	0,165
8,500	1,599	0,163
8,600	1,579	0,161
8,700	1,56	0,159
8,800	1,54	0,157
8,900	1,521	0,155
9,000	1,511	0,154
9,100	1,491	0,152
9,200	1,472	0,150
9,300	1,462	0,149
9,400	1,442	0,147
9,500	1,432	0,146
9,600	1,413	0,144
9,700	1,403	0,143
9,800	1,383	0,141
9,900	1,373	0,140
10,000	1,354	0,138

T	Ad * g	Ad
6,700	0,343	0,035
6,800	0,334	0,034
6,900	0,334	0,034
7,000	0,324	0,033
7,100	0,324	0,033
7,200	0,314	0,032
7,300	0,314	0,032
7,400	0,304	0,031
7,500	0,304	0,031
7,600	0,294	0,030
7,700	0,294	0,030
7,800	0,294	0,030
7,900	0,284	0,029
8,000	0,284	0,029
8,100	0,284	0,029
8,200	0,275	0,028
8,300	0,275	0,028
8,400	0,275	0,028
8,500	0,265	0,027
8,600	0,265	0,027
8,700	0,265	0,027
8,800	0,255	0,026
8,900	0,255	0,026
9,000	0,255	0,026
9,100	0,245	0,025
9,200	0,245	0,025
9,300	0,245	0,025
9,400	0,245	0,025
9,500	0,235	0,024
9,600	0,235	0,024
9,700	0,235	0,024
9,800	0,235	0,024
9,900	0,226	0,023
10,000	0,226	0,023

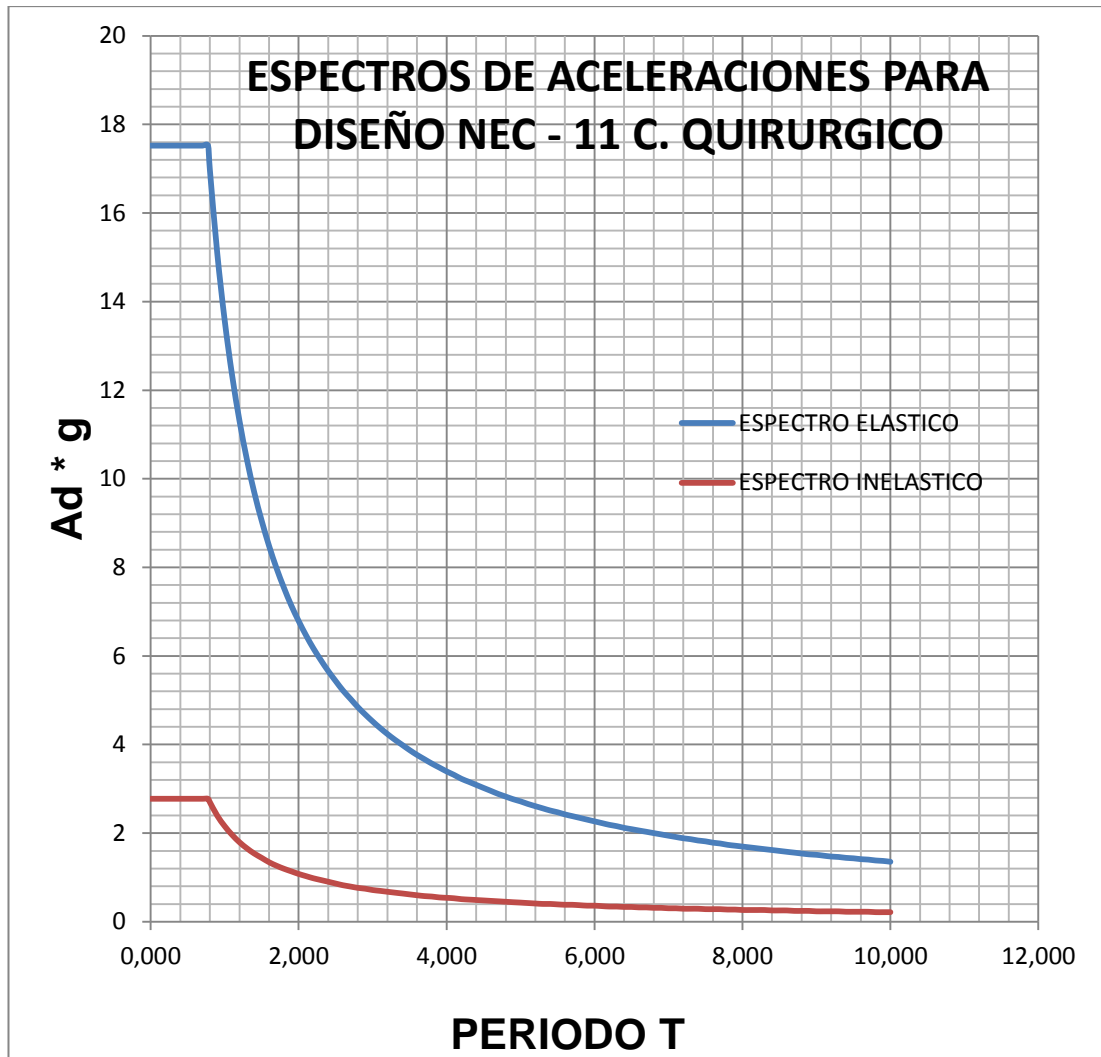


Fig. 5.5. Espectros de aceleraciones para diseño – C. Quirúrgico - NEC-2011

5.3 FUERZAS SISMICAS ESTATICAS SEGÚN EL CEC 2002.***Hospitalización 2***

Para este análisis se usaran los datos que se obtuvieron del capítulo III y se procede la determinación de las fuerzas sísmicas horizontales a las que está sometida la estructura, los datos necesarios se toman de la tabla 5.1.

a. Cálculo del periodo de Vibración.

$$T = Ct * hn^{3/4}; Ct = 0.06 \text{ y } hn = 30.72 \text{ m}$$

$$T = 0.06 * 30.72^{0.75}$$

$$\underline{T = 0.783 \text{ seg.}}$$

b. Cálculo de aceleración Espectral.

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T}; S = 1.20 \text{ (Suelos Intermedios)}$$

$$C = \frac{1.25 * 1.20^{1.20}}{0.783}$$

$$C = 1.987$$

$$Cm = 3.00 \text{ (Suelos Intermedios)}$$

$$\underline{C = 1.987 < Cm = 3.00 \rightarrow OK}$$

c. Cálculo del cortante basal de diseño

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \varphi_P * \varphi_E} * W$$

Dónde:

$$Z = 0,40 \text{ (Ambato)}$$

$$I = 1,5 \text{ (Hospital)}$$

$$R = 12 \text{ (Estructura de Hormigón con muros de corte)}$$

$\varphi_P = 0,9$ Se considera porque existe irregularidad en planta en los pisos tercero y cuarto nivel 11,88 y 15,84m respectivamente

$\varphi_E = 1.0$ Se considera ya que la estructura es regular en toda su elevación de la estructura.

$$V = \frac{0,40 * 1,50 * 1,987}{12 * 0,90 * 1,0} * 10.119,05$$

$$V = 0,1104 * 10.119,05$$

$$V = 1.117,14 T$$

d. Calculo de la distribución vertical de fuerzas laterales

Con los datos de la tabla de datos de la estructura obtenemos las fuerzas laterales para cada piso según la fórmula de F_x .

$$V = Ft + \sum_{i=1}^n F_i; Ft = 0.07 * T * V$$

$$Ft = 0.07 * 0.783 * 1.117,14$$

$$Ft = 61,23 T$$

$$F_x = \frac{(V - Ft)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

PISO N°	hi m	Wi Ton	Wi *hi Ton*m	fi Ton
8	30,72	63,28	1.943,96	12,65
7	27,72	1.457,67	40.406,61	262,95
6	23,76	1.410,31	33.508,97	218,06
5	19,80	1.410,31	27.924,14	181,72
4	15,84	1.515,74	24.009,32	156,24
3	11,88	1.515,74	18.006,99	117,18
2	7,92	1.410,31	11.169,66	72,69
1	3,96	1.335,69	5.289,33	34,42
SUMAN =		10.119,05	162.258,98	1.055,91

Tabla 5.18. Fuerzas Laterales para cada piso (Hospitalización 2) CEC 2002

ESCALERA- EMERGENCIAS-HOSPITALIZACION 2

Para este análisis se usaran los datos que se obtuvieron del capítulo III y se procede la determinación de las fuerzas sísmicas horizontales a las que está sometida la estructura, los datos necesarios se toman de la tabla 5.3.

a. Cálculo del periodo de Vibración.

$$T = Ct * hn^{3/4}; Ct = 0.06 \text{ y } hn = 30.72 \text{ m}$$

$$T = 0.06 * 30.72^{0.75}$$

$$\underline{T = 0.783 \text{ seg.}}$$

b. Cálculo de aceleración Espectral.

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T}; S = 1.20 \text{ (Suelos Intermedios)}$$

$$C = \frac{1.25 * 1.20^{1.20}}{0.783}$$

$$C = 1.987$$

$$Cm = 3.00 \text{ (Suelos Intermedios)}$$

$$\underline{C = 1.987 < Cm = 3.00 \rightarrow OK}$$

c. Cálculo del cortante basal de diseño

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \varphi_P * \varphi_E} * W$$

Dónde:

$$Z = 0.40 \text{ (Ambato)}$$

$$I = 1.5 \text{ (Hospital)}$$

$$R = 12 \text{ (Estructura de Hormigón con muros de corte)}$$

$$\varphi_P = 0,9 \text{ Se considera porque existe irregularidad en planta}$$

$\varphi_E = 1.0$ Se considera ya que la estructura es regular en toda su elevación de la estructura.

$$V = \frac{0,40 * 1,50 * 1,987}{12 * 0,90 * 1,0} * 175,85$$

$$V = 0,1104 * 175,85$$

$$V = 19,41 T$$

d. Cálculo de la distribución vertical de fuerzas laterales

Con los datos de la tabla de datos de la estructura obtenemos las fuerzas laterales para cada piso según la fórmula de F_x .

$$V = Ft + \sum_{i=1}^n F_i; Ft = 0.07 * T * V$$

$$Ft = 0.07 * 0.783 * 19,41$$

$$Ft = 1,064 T$$

$$F_x = \frac{(V - Ft)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

PISO N°	hi m	Wi Ton	Wi *hi Ton*m	fi Ton
8	30,72	18,42	565,86	3,39
7	27,72	22,49	623,42	3,74
6	23,76	22,49	534,36	3,20
5	19,80	22,49	445,30	2,67
4	15,84	22,49	356,24	2,14
3	11,88	22,49	267,18	1,60
2	7,92	22,49	178,12	1,07
1	3,96	22,49	89,06	0,53
SUMAN =		175,85	3059,54	18,34

Tabla 5.19. Fuerzas Laterales para cada piso (ESCALERA- EMERGENCIAS- HOSPITALIZACION 2) CEC 2002

Obstetricia

Para este análisis se usaran los datos que se obtuvieron del capítulo III y se procede la determinación de las fuerzas sísmicas horizontales a las que está sometida la estructura, los datos necesarios se toman de la tabla 5.5.

a. Cálculo del periodo de Vibración.

$$T = Ct * hn^{3/4}; Ct = 0.08 \text{ y } hn = 7.92 \text{ m}$$

$$T = 0.08 * 7.92^{0.75}$$

$$\underline{T = 0.378 \text{ seg.}}$$

b. Cálculo de aceleración Espectral.

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T}; S = 1.20 \text{ (Suelos Intermedios)}$$

$$C = \frac{1.25 * 1.20^{1.20}}{0.378}$$

$$C = 4.116$$

$$Cm = 3.00 \text{ (Suelos Intermedios)}$$

$$\underline{C = 4.116 > Cm = 3.00 \rightarrow C = 3.00 \rightarrow T = 0.519 \text{ seg.}}$$

c. Cálculo del cortante basal de diseño

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \varphi_P * \varphi_E} * W$$

Dónde:

$$Z = 0,40 \text{ (Ambato)}$$

$$I = 1,5 \text{ (Hospital)}$$

$$R = 10 \text{ (Estructura de Hormigón con vigas descolgadas)}$$

$$\varphi_P = 1,0 \text{ Su estructura es regular en todos los niveles en planta}$$

$$\varphi_E = 1,0 \text{ Es regular en toda la estructura en elevación.}$$

$$V = \frac{0,40 * 1,50 * 3,00}{10 * 1,0 * 1,0} * 2.297,69$$

$$V = 0,18 * 2.297,69$$

$$V = 413,58 T$$

d. Calculo de la distribución vertical de fuerzas laterales

Con los datos de la tabla de datos de la estructura obtenemos las fuerzas laterales para cada piso según la fórmula de F_x .

$$V = Ft + \sum_{i=1}^n F_i; Ft = 0,07 * T * V$$

$$Ft = 0,07 * 0,519 * 413,58$$

$$Ft = 15,02 T$$

$$F_x = \frac{(V - Ft)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

PISO N°	hi m	Wi Ton	Wi *hi Ton*m	fi Ton
2	7,92	893,60	7.077,31	224,60
1	3,96	1.404,09	5.560,20	176,46
SUMAN =		2.297,69	12.637,51	401,06

Tabla 5.20. Fuerzas Laterales para cada piso (Obstetricia) CEC 2002

C. Quirúrgico

Para este análisis se usaran los datos que se obtuvieron del capítulo III y se procede la determinación de las fuerzas sísmicas horizontales a las que está sometida la estructura, los datos necesarios se toman de la tabla 5.7.

a. Cálculo del periodo de Vibración.

$$T = Ct * hn^{3/4}; Ct = 0.08 \text{ y } hn = 7.92 \text{ m}$$

$$T = 0.08 * 7.92^{0.75}$$

$$\underline{T = 0.378 \text{ seg.}}$$

b. Cálculo de aceleración Espectral.

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T}; S = 1.20 \text{ (Suelos Intermedios)}$$

$$C = \frac{1.25 * 1.20^{1.20}}{0.378}$$

$$C = 4.116$$

$$Cm = 3.00 \text{ (Suelos Intermedios)}$$

$$\underline{C = 4.116 > Cm = 3.00 \rightarrow C = 3.00 \rightarrow T = 0.519 \text{ seg.}}$$

a. Cálculo del cortante basal de diseño

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \varphi_P * \varphi_E} * W$$

Dónde:

$$Z = 0,40 \text{ (Ambato)}$$

$$I = 1,5 \text{ (Hospital)}$$

$$R = 10 \text{ (Estructura de Hormigón con vigas descolgadas)}$$

$$\varphi_P = 1,0 \text{ Su estructura es regular en todos los niveles en planta}$$

$$\varphi_E = 1,0 \text{ Es regular en toda la estructura en elevación.}$$

$$V = \frac{0,40 * 1,50 * 3,00}{10 * 1 * 1} * 2.349,43$$

$$V = 0,180 * 2.349,43$$

$$V = 422,90 T$$

b. Cálculo de la distribución vertical de fuerzas laterales

Con los datos de la tabla de datos de la estructura obtenemos las fuerzas laterales para cada piso según la fórmula de F_x .

$$V = Ft + \sum_{i=1}^n F_i; Ft = 0.07 * T * V$$

$$Ft = 0.07 * 0.519 * 422,90$$

$$Ft = 15,36 T$$

$$F_x = \frac{(V - Ft)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

PISO N°	hi m	Wi Ton	Wi * hi Ton*m	fi Ton
2	7,92	913,72	7.236,66	283,79
1	3,96	1.435,71	5.685,41	222,95
SUMAN =		2.349,43	12.922,07	506,74

Tabla 5.21. Fuerzas Laterales para cada piso (C. Quirúrgico) CEC 2002

5.4 ESPECTRO SISMICO ELASTICO DE ACELERACIONES SEGÚN EL CEC 2002

T seg.	C (g)	
0,000	3,000	C = 3.00
0,100	3,000	
0,200	3,000	
0,300	3,000	
0,400	3,000	
0,520	3,000	
0,600	2,590	$C = \frac{1.25 * S_s}{T}$
0,800	1,940	
1,000	1,560	
1,200	1,300	
1,400	1,110	
1,600	0,970	
1,800	0,860	
2,000	0,780	
2,200	0,710	
2,400	0,650	
2,600	0,600	
2,800	0,560	
3,000	0,520	
3,110	0,500	
3,200	0,500	C = 0.50
3,400	0,500	
3,600	0,500	
3,800	0,500	
4,000	0,500	

Tabla 5.22. Valores Aceleración (Hospitalización 2) CEC 2002.

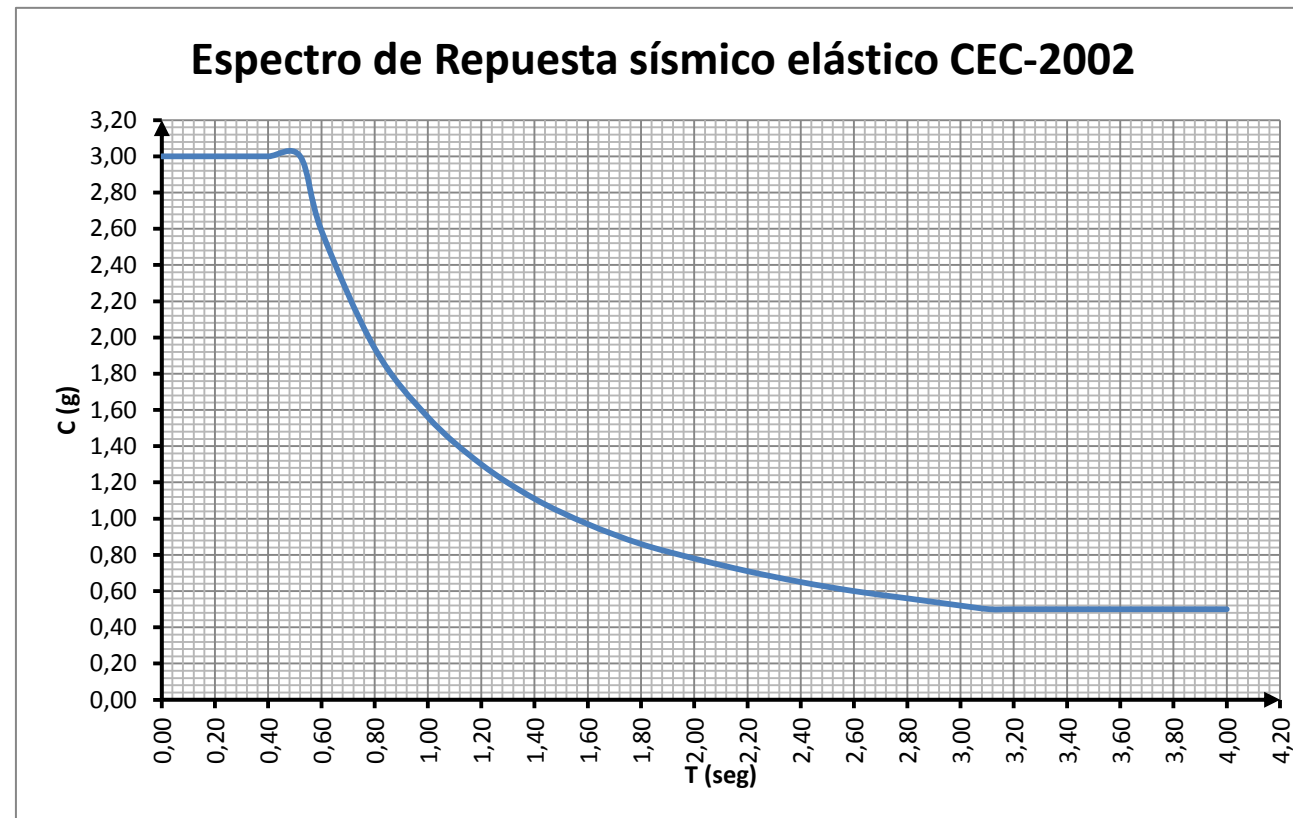


Fig. 5.6. Espectro Sísmico Elástico CEC-2002

Se presentan los dos espectros: el espectro elástico y el inelástico los mismos que han sido calculados con los procedimientos descritos en el capítulo IV.

Los espectros sísmicos de aceleraciones se han calculado para cada edificio, con los periodos, alturas y coeficientes propios de cada estructura, dando como resultado las tablas de cálculo y los gráficos correspondientes que se exponen a continuación:

ESPECTRO DE DISEÑO DE LA CEC – 2002

HOSPITALIZACIÓN 2

Coeficientes necesarios para el cálculo del espectro de diseño.

Espectro de Diseño Elástico:

Z =	0,400
I =	1,500
Cm =	1,987
S =	1,200
hn =	30,720

Espectro de Diseño Inelástico:

Z =	0,4
I =	1,5
Cm =	1,987
S =	1,2
hn =	30,72
R =	12
ϕ_p =	0,900
ϕ_E =	1,000

T	Ad * g	Ad
0,000	17,658	1,800
0,100	17,658	1,800
0,200	17,658	1,800
0,300	17,658	1,800
0,400	17,658	1,800
0,520	17,658	1,800
0,600	15,264	1,556
0,700	13,077	1,333
0,800	11,448	1,167
0,900	10,173	1,037
1,000	9,153	0,933
1,100	8,329	0,849
1,200	7,632	0,778
1,300	7,044	0,718
1,400	6,543	0,667
1,500	6,102	0,622

T	Ad * g	Ad
0,000	1,638	0,167
0,100	1,638	0,167
0,200	1,638	0,167
0,300	1,638	0,167
0,400	1,638	0,167
0,520	1,638	0,167
0,600	1,413	0,144
0,700	1,207	0,123
0,800	1,059	0,108
0,900	0,942	0,096
1,000	0,844	0,086
1,100	0,775	0,079
1,200	0,706	0,072
1,300	0,647	0,066
1,400	0,608	0,062
1,500	0,569	0,058

T	Ad * g	Ad
1,600	5,719	0,583
1,700	5,386	0,549
1,800	5,091	0,519
1,900	4,817	0,491
2,000	4,581	0,467
2,100	4,356	0,444
2,200	4,159	0,424
2,300	3,983	0,406
2,400	3,816	0,389
2,500	3,659	0,373
2,600	3,522	0,359
2,700	3,394	0,346
2,800	3,267	0,333
2,900	3,159	0,322
3,000	3,051	0,311
3,100	2,953	0,301
3,200	2,865	0,292
3,300	2,776	0,283
3,400	2,698	0,275
3,500	2,619	0,267
3,600	2,541	0,259
3,700	2,472	0,252
3,800	2,413	0,246
3,900	2,345	0,239
4,000	2,286	0,233
4,100	2,237	0,228
4,200	2,178	0,222
4,300	2,129	0,217
4,400	2,08	0,212
4,500	2,031	0,207
4,600	1,991	0,203
4,700	1,952	0,199
4,800	1,903	0,194
4,900	1,864	0,19
5,000	1,834	0,187
5,100	1,795	0,183
5,200	1,766	0,18
5,300	1,727	0,176
5,400	1,697	0,173
5,500	1,668	0,17
5,600	1,638	0,167
5,700	1,609	0,164
5,800	1,579	0,161
5,900	1,55	0,158

T	Ad * g	Ad
1,600	0,530	0,054
1,700	0,500	0,051
1,800	0,471	0,048
1,900	0,441	0,045
2,000	0,422	0,043
2,100	0,402	0,041
2,200	0,383	0,039
2,300	0,373	0,038
2,400	0,353	0,036
2,500	0,343	0,035
2,600	0,324	0,033
2,700	0,314	0,032
2,800	0,304	0,031
2,900	0,294	0,030
3,000	0,284	0,029
3,100	0,275	0,028
3,200	0,265	0,027
3,300	0,255	0,026
3,400	0,245	0,025
3,500	0,245	0,025
3,600	0,235	0,024
3,700	0,226	0,023
3,800	0,226	0,023
3,900	0,216	0,022
4,000	0,216	0,022
4,100	0,206	0,021
4,200	0,206	0,021
4,300	0,196	0,020
4,400	0,196	0,020
4,500	0,186	0,019
4,600	0,186	0,019
4,700	0,177	0,018
4,800	0,177	0,018
4,900	0,177	0,018
5,000	0,167	0,017
5,100	0,167	0,017
5,200	0,167	0,017
5,300	0,157	0,016
5,400	0,157	0,016
5,500	0,157	0,016
5,600	0,147	0,015
5,700	0,147	0,015
5,800	0,147	0,015
5,900	0,147	0,015

T	Ad * g	Ad
6,000	1,53	0,156
6,100	1,501	0,153
6,200	1,481	0,151
6,300	1,452	0,148
6,400	1,432	0,146
6,500	1,413	0,144
6,600	1,383	0,141
6,700	1,364	0,139
6,800	1,344	0,137
6,900	1,324	0,135
7,000	1,305	0,133
7,100	1,285	0,131
7,200	1,275	0,13
7,300	1,256	0,128
7,400	1,236	0,126
7,500	1,216	0,124
7,600	1,207	0,123
7,700	1,187	0,121
7,800	1,177	0,12
7,900	1,158	0,118
8,000	1,148	0,117
8,100	1,128	0,115
8,200	1,118	0,114
8,300	1,099	0,112
8,400	1,089	0,111
8,500	1,079	0,11
8,600	1,069	0,109
8,700	1,05	0,107
8,800	1,04	0,106
8,900	1,03	0,105
9,000	1,02	0,104
9,100	1,01	0,103
9,200	0,991	0,101
9,300	0,981	0,1
9,400	0,971	0,099
9,500	0,961	0,098
9,600	0,952	0,097
9,700	0,942	0,096
9,800	0,932	0,095
9,900	0,922	0,094
10,000	0,912	0,093

T	Ad * g	Ad
6,000	0,137	0,014
6,100	0,137	0,014
6,200	0,137	0,014
6,300	0,137	0,014
6,400	0,137	0,014
6,500	0,128	0,013
6,600	0,128	0,013
6,700	0,128	0,013
6,800	0,128	0,013
6,900	0,128	0,013
7,000	0,118	0,012
7,100	0,118	0,012
7,200	0,118	0,012
7,300	0,118	0,012
7,400	0,118	0,012
7,500	0,108	0,011
7,600	0,108	0,011
7,700	0,108	0,011
7,800	0,108	0,011
7,900	0,108	0,011
8,000	0,108	0,011
8,100	0,108	0,011
8,200	0,108	0,011
8,300	0,098	0,010
8,400	0,098	0,010
8,500	0,098	0,010
8,600	0,098	0,010
8,700	0,098	0,010
8,800	0,098	0,010
8,900	0,098	0,010
9,000	0,098	0,010
9,100	0,098	0,010
9,200	0,088	0,009
9,300	0,088	0,009
9,400	0,088	0,009
9,500	0,088	0,009
9,600	0,088	0,009
9,700	0,088	0,009
9,800	0,088	0,009
9,900	0,088	0,009
10,000	0,088	0,009



Fig. 5.7. Espectros de aceleraciones para diseño – Hospitalización 2- CEC-2002

ESCALERA- EMERGENCIAS-HOSPITALIZACION 2

Coeficientes necesarios para el cálculo del espectro de diseño.

Espectro de Diseño Elástico:

Z =	0,400
I =	1,500
Cm =	1,987
S =	1,200
hn =	30,720

Espectro de Diseño Inelástico:

Z =	0,4
I =	1,5
Cm =	1,987
S =	1,2
hn =	30,72
R =	12
ϕ_p =	0,900
ϕ_E =	1,000

T	Ad * g	Ad
0,000	17,658	1,800
0,100	17,658	1,800
0,200	17,658	1,800
0,300	17,658	1,800
0,400	17,658	1,800
0,520	17,658	1,800
0,600	15,264	1,556
0,700	13,077	1,333
0,800	11,448	1,167
0,900	10,173	1,037
1,000	9,153	0,933
1,100	8,329	0,849
1,200	7,632	0,778
1,300	7,044	0,718
1,400	6,543	0,667
1,500	6,102	0,622
1,600	5,719	0,583
1,700	5,386	0,549
1,800	5,091	0,519
1,900	4,817	0,491
2,000	4,581	0,467
2,100	4,356	0,444
2,200	4,159	0,424
2,300	3,983	0,406
2,400	3,816	0,389
2,500	3,659	0,373
2,600	3,522	0,359
2,700	3,394	0,346
2,800	3,267	0,333
2,900	3,159	0,322

T	Ad * g	Ad
0,000	1,638	0,167
0,100	1,638	0,167
0,200	1,638	0,167
0,300	1,638	0,167
0,400	1,638	0,167
0,520	1,638	0,167
0,600	1,413	0,144
0,700	1,207	0,123
0,800	1,059	0,108
0,900	0,942	0,096
1,000	0,844	0,086
1,100	0,775	0,079
1,200	0,706	0,072
1,300	0,647	0,066
1,400	0,608	0,062
1,500	0,569	0,058
1,600	0,530	0,054
1,700	0,500	0,051
1,800	0,471	0,048
1,900	0,441	0,045
2,000	0,422	0,043
2,100	0,402	0,041
2,200	0,383	0,039
2,300	0,373	0,038
2,400	0,353	0,036
2,500	0,343	0,035
2,600	0,324	0,033
2,700	0,314	0,032
2,800	0,304	0,031
2,900	0,294	0,030

T	Ad * g	Ad
3,000	3,051	0,311
3,100	2,953	0,301
3,200	2,865	0,292
3,300	2,776	0,283
3,400	2,698	0,275
3,500	2,619	0,267
3,600	2,541	0,259
3,700	2,472	0,252
3,800	2,413	0,246
3,900	2,345	0,239
4,000	2,286	0,233
4,100	2,237	0,228
4,200	2,178	0,222
4,300	2,129	0,217
4,400	2,08	0,212
4,500	2,031	0,207
4,600	1,991	0,203
4,700	1,952	0,199
4,800	1,903	0,194
4,900	1,864	0,19
5,000	1,834	0,187
5,100	1,795	0,183
5,200	1,766	0,18
5,300	1,727	0,176
5,400	1,697	0,173
5,500	1,668	0,17
5,600	1,638	0,167
5,700	1,609	0,164
5,800	1,579	0,161
5,900	1,55	0,158
6,000	1,53	0,156
6,100	1,501	0,153
6,200	1,481	0,151
6,300	1,452	0,148
6,400	1,432	0,146
6,500	1,413	0,144
6,600	1,383	0,141
6,700	1,364	0,139
6,800	1,344	0,137
6,900	1,324	0,135
7,000	1,305	0,133
7,100	1,285	0,131
7,200	1,275	0,13
7,300	1,256	0,128

T	Ad * g	Ad
3,000	0,284	0,029
3,100	0,275	0,028
3,200	0,265	0,027
3,300	0,255	0,026
3,400	0,245	0,025
3,500	0,245	0,025
3,600	0,235	0,024
3,700	0,226	0,023
3,800	0,226	0,023
3,900	0,216	0,022
4,000	0,216	0,022
4,100	0,206	0,021
4,200	0,206	0,021
4,300	0,196	0,020
4,400	0,196	0,020
4,500	0,186	0,019
4,600	0,186	0,019
4,700	0,177	0,018
4,800	0,177	0,018
4,900	0,177	0,018
5,000	0,167	0,017
5,100	0,167	0,017
5,200	0,167	0,017
5,300	0,157	0,016
5,400	0,157	0,016
5,500	0,157	0,016
5,600	0,147	0,015
5,700	0,147	0,015
5,800	0,147	0,015
5,900	0,147	0,015
6,000	0,137	0,014
6,100	0,137	0,014
6,200	0,137	0,014
6,300	0,137	0,014
6,400	0,137	0,014
6,500	0,128	0,013
6,600	0,128	0,013
6,700	0,128	0,013
6,800	0,128	0,013
6,900	0,128	0,013
7,000	0,118	0,012
7,100	0,118	0,012
7,200	0,118	0,012
7,300	0,118	0,012

T	Ad * g	Ad
7,400	1,236	0,126
7,500	1,216	0,124
7,600	1,207	0,123
7,700	1,187	0,121
7,800	1,177	0,12
7,900	1,158	0,118
8,000	1,148	0,117
8,100	1,128	0,115
8,200	1,118	0,114
8,300	1,099	0,112
8,400	1,089	0,111
8,500	1,079	0,11
8,600	1,069	0,109
8,700	1,05	0,107
8,800	1,04	0,106
8,900	1,03	0,105
9,000	1,02	0,104
9,100	1,01	0,103
9,200	0,991	0,101
9,300	0,981	0,1
9,400	0,971	0,099
9,500	0,961	0,098
9,600	0,952	0,097
9,700	0,942	0,096
9,800	0,932	0,095
9,900	0,922	0,094
10,000	0,912	0,093

T	Ad * g	Ad
7,400	0,118	0,012
7,500	0,108	0,011
7,600	0,108	0,011
7,700	0,108	0,011
7,800	0,108	0,011
7,900	0,108	0,011
8,000	0,108	0,011
8,100	0,108	0,011
8,200	0,108	0,011
8,300	0,098	0,010
8,400	0,098	0,010
8,500	0,098	0,010
8,600	0,098	0,010
8,700	0,098	0,010
8,800	0,098	0,010
8,900	0,098	0,010
9,000	0,098	0,010
9,100	0,098	0,010
9,200	0,088	0,009
9,300	0,088	0,009
9,400	0,088	0,009
9,500	0,088	0,009
9,600	0,088	0,009
9,700	0,088	0,009
9,800	0,088	0,009
9,900	0,088	0,009
10,000	0,088	0,009

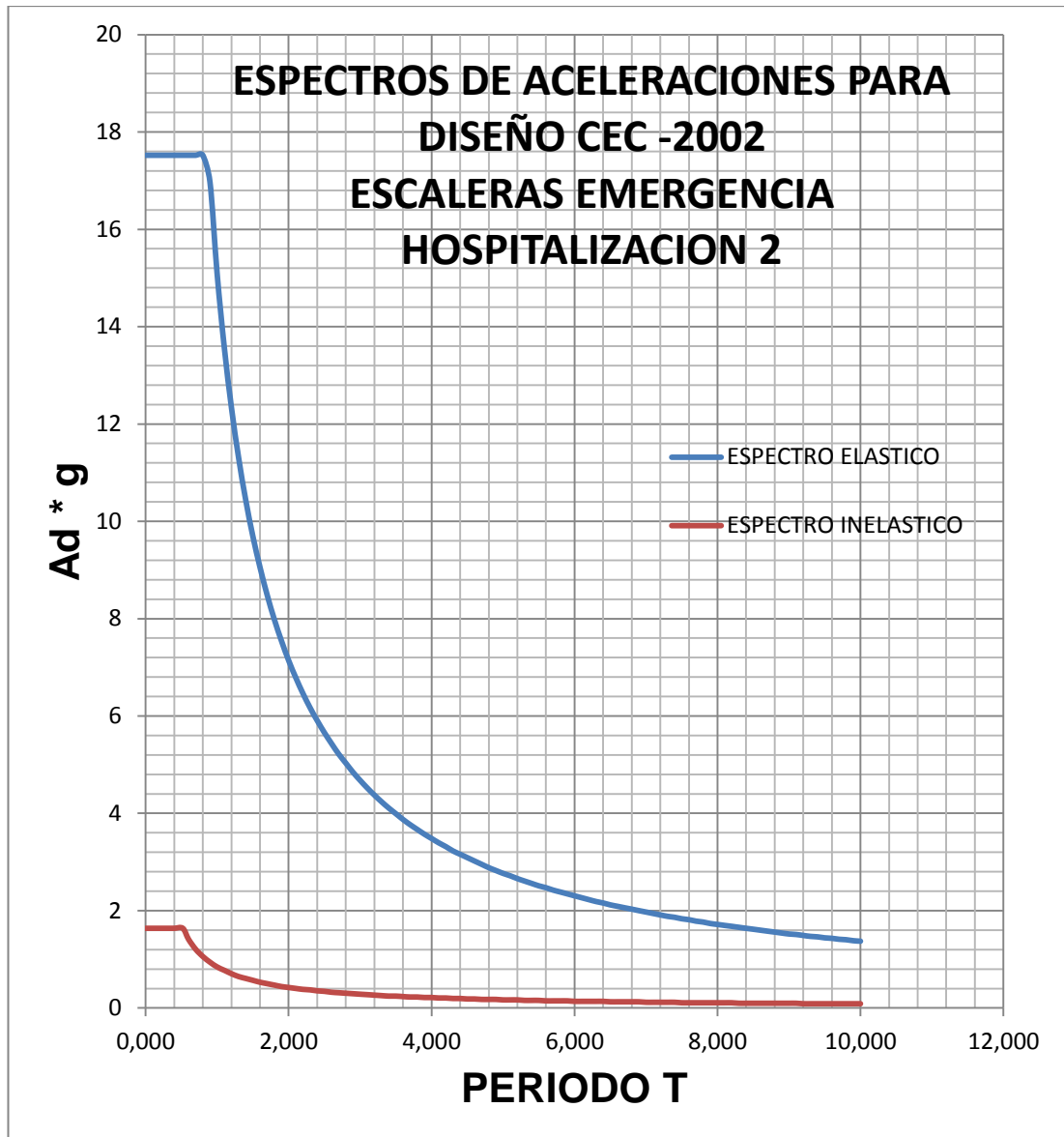


Fig. 5.8. Espectros de aceleraciones para diseño – Escaleras Emergencia Hospitalización 2- CEC-2002

OBSTETRICA

Coeficientes necesarios para el cálculo del espectro de diseño.

Espectro de Diseño Elástico:

Z =	0,400
I =	1,500
Cm =	3,000
S =	1,200
hn =	7,920

Espectro de Diseño inelástico:

Z =	0,400
I =	1,500
Cm =	3,000
S =	1,200
hn =	7,920
R =	10,000
ϕ_p =	1,000
ϕ_E =	1,000

T	Ad * g	Ad
0,000	17,658	1,800
0,100	17,658	1,800
0,200	17,658	1,800
0,300	17,658	1,800
0,400	17,658	1,800
0,520	17,658	1,800
0,600	15,264	1,556
0,700	13,077	1,333
0,800	11,448	1,167
0,900	10,173	1,037
1,000	9,153	0,933
1,100	8,329	0,849
1,200	7,632	0,778
1,300	7,044	0,718
1,400	6,543	0,667
1,500	6,102	0,622
1,600	5,719	0,583
1,700	5,386	0,549
1,800	5,091	0,519
1,900	4,817	0,491
2,000	4,581	0,467
2,100	4,356	0,444
2,200	4,159	0,424
2,300	3,983	0,406
2,400	3,816	0,389
2,500	3,659	0,373
2,600	3,522	0,359
2,700	3,394	0,346
2,800	3,267	0,333

T	Ad * g	Ad
0,000	1,766	0,180
0,100	1,766	0,180
0,200	1,766	0,180
0,300	1,766	0,180
0,400	1,766	0,180
0,520	1,766	0,180
0,600	1,530	0,156
0,700	1,305	0,133
0,800	1,148	0,117
0,900	1,020	0,104
1,000	0,912	0,093
1,100	0,834	0,085
1,200	0,765	0,078
1,300	0,706	0,072
1,400	0,657	0,067
1,500	0,608	0,062
1,600	0,569	0,058
1,700	0,540	0,055
1,800	0,510	0,052
1,900	0,481	0,049
2,000	0,461	0,047
2,100	0,432	0,044
2,200	0,412	0,042
2,300	0,402	0,041
2,400	0,383	0,039
2,500	0,363	0,037
2,600	0,353	0,036
2,700	0,343	0,035
2,800	0,324	0,033

T	Ad * g	Ad
2,900	3,159	0,322
3,000	3,051	0,311
3,100	2,953	0,301
3,200	2,865	0,292
3,300	2,776	0,283
3,400	2,698	0,275
3,500	2,619	0,267
3,600	2,541	0,259
3,700	2,472	0,252
3,800	2,413	0,246
3,900	2,345	0,239
4,000	2,286	0,233
4,100	2,237	0,228
4,200	2,178	0,222
4,300	2,129	0,217
4,400	2,080	0,212
4,500	2,031	0,207
4,600	1,991	0,203
4,700	1,952	0,199
4,800	1,903	0,194
4,900	1,864	0,190
5,000	1,834	0,187
5,100	1,795	0,183
5,200	1,766	0,180
5,300	1,727	0,176
5,400	1,697	0,173
5,500	1,668	0,170
5,600	1,638	0,167
5,700	1,609	0,164
5,800	1,579	0,161
5,900	1,550	0,158
6,000	1,530	0,156
6,100	1,501	0,153
6,200	1,481	0,151
6,300	1,452	0,148
6,400	1,432	0,146
6,500	1,413	0,144
6,600	1,383	0,141
6,700	1,364	0,139
6,800	1,344	0,137
6,900	1,324	0,135
7,000	1,305	0,133
7,100	1,285	0,131
7,200	1,275	0,130

T	Ad * g	Ad
2,900	0,314	0,032
3,000	0,304	0,031
3,100	0,294	0,030
3,200	0,284	0,029
3,300	0,275	0,028
3,400	0,275	0,028
3,500	0,265	0,027
3,600	0,255	0,026
3,700	0,245	0,025
3,800	0,245	0,025
3,900	0,235	0,024
4,000	0,226	0,023
4,100	0,226	0,023
4,200	0,216	0,022
4,300	0,216	0,022
4,400	0,206	0,021
4,500	0,206	0,021
4,600	0,196	0,020
4,700	0,196	0,020
4,800	0,186	0,019
4,900	0,186	0,019
5,000	0,186	0,019
5,100	0,177	0,018
5,200	0,177	0,018
5,300	0,177	0,018
5,400	0,167	0,017
5,500	0,167	0,017
5,600	0,167	0,017
5,700	0,157	0,016
5,800	0,157	0,016
5,900	0,157	0,016
6,000	0,157	0,016
6,100	0,147	0,015
6,200	0,147	0,015
6,300	0,147	0,015
6,400	0,147	0,015
6,500	0,137	0,014
6,600	0,137	0,014
6,700	0,137	0,014
6,800	0,137	0,014
6,900	0,137	0,014
7,000	0,128	0,013
7,100	0,128	0,013
7,200	0,128	0,013

T	Ad * g	Ad
7,300	1,256	0,128
7,400	1,236	0,126
7,500	1,216	0,124
7,600	1,207	0,123
7,700	1,187	0,121
7,800	1,177	0,120
7,900	1,158	0,118
8,000	1,148	0,117
8,100	1,128	0,115
8,200	1,118	0,114
8,300	1,099	0,112
8,400	1,089	0,111
8,500	1,079	0,110
8,600	1,069	0,109
8,700	1,050	0,107
8,800	1,040	0,106
8,900	1,030	0,105
9,000	1,020	0,104
9,100	1,010	0,103
9,200	0,991	0,101
9,300	0,981	0,100
9,400	0,971	0,099
9,500	0,961	0,098
9,600	0,952	0,097
9,700	0,942	0,096
9,800	0,932	0,095
9,900	0,922	0,094
10,000	0,912	0,093

T	Ad * g	Ad
7,300	0,128	0,013
7,400	0,128	0,013
7,500	0,118	0,012
7,600	0,118	0,012
7,700	0,118	0,012
7,800	0,118	0,012
7,900	0,118	0,012
8,000	0,118	0,012
8,100	0,118	0,012
8,200	0,108	0,011
8,300	0,108	0,011
8,400	0,108	0,011
8,500	0,108	0,011
8,600	0,108	0,011
8,700	0,108	0,011
8,800	0,108	0,011
8,900	0,108	0,011
9,000	0,098	0,010
9,100	0,098	0,010
9,200	0,098	0,010
9,300	0,098	0,010
9,400	0,098	0,010
9,500	0,098	0,010
9,600	0,098	0,010
9,700	0,098	0,010
9,800	0,098	0,010
9,900	0,088	0,009
10,000	0,088	0,009

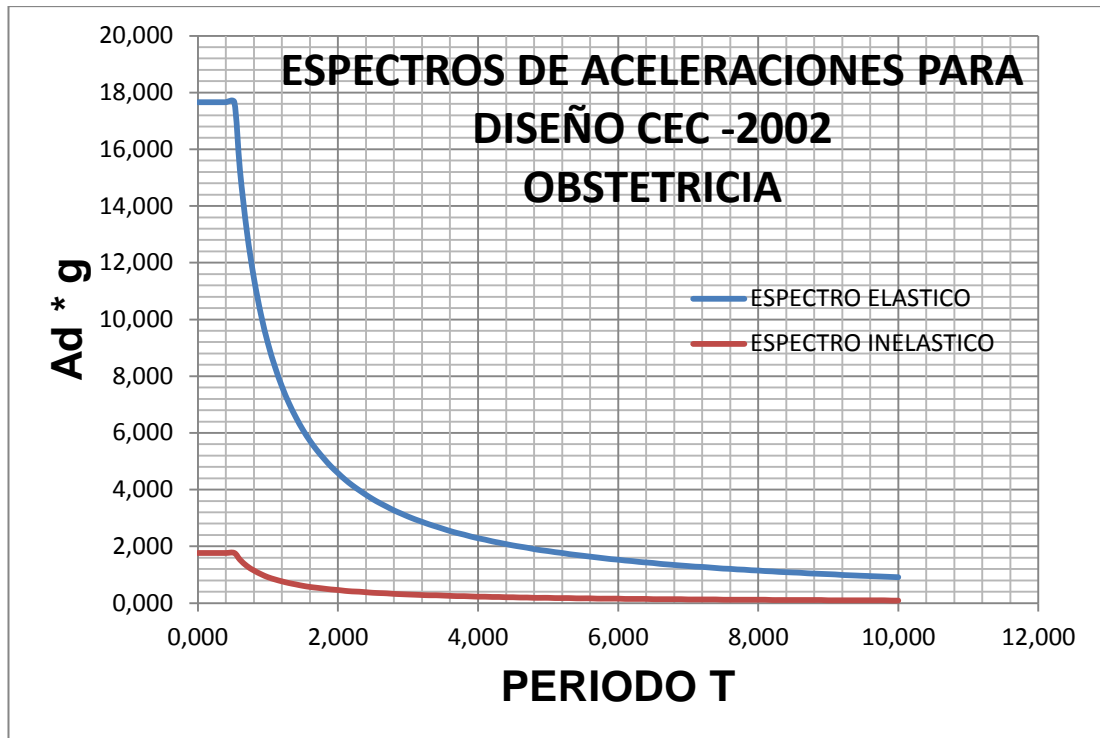


Fig. 5.9. Espectros de aceleraciones para diseño – Obstetricia - CEC-2002

C. QUIRURGICO

Coeficientes necesarios para el cálculo del espectro de diseño.

Espectro de Diseño Elástico:

Z =	0,400
I =	1,500
Cm =	3,000
S =	1,200
hn =	7,920

Espectro de Diseño Inelástico:

Z =	0,400
I =	1,500
Cm =	3,000
S =	1,200
hn =	7,920
R =	10,000
ϕ_p =	1,000
ϕ_E =	1,000

T	Ad * g	Ad
0,000	17,658	1,800
0,100	17,658	1,800
0,200	17,658	1,800
0,300	17,658	1,800
0,400	17,658	1,800
0,520	17,658	1,800
0,600	15,264	1,556
0,700	13,077	1,333
0,800	11,448	1,167
0,900	10,173	1,037
1,000	9,153	0,933
1,100	8,329	0,849
1,200	7,632	0,778
1,300	7,044	0,718
1,400	6,543	0,667
1,500	6,102	0,622
1,600	5,719	0,583
1,700	5,386	0,549
1,800	5,091	0,519
1,900	4,817	0,491
2,000	4,581	0,467
2,100	4,356	0,444
2,200	4,159	0,424
2,300	3,983	0,406
2,400	3,816	0,389
2,500	3,659	0,373
2,600	3,522	0,359
2,700	3,394	0,346
2,800	3,267	0,333

T	Ad * g	Ad
0,000	1,766	0,180
0,100	1,766	0,180
0,200	1,766	0,180
0,300	1,766	0,180
0,400	1,766	0,180
0,520	1,766	0,180
0,600	1,530	0,156
0,700	1,305	0,133
0,800	1,148	0,117
0,900	1,020	0,104
1,000	0,912	0,093
1,100	0,834	0,085
1,200	0,765	0,078
1,300	0,706	0,072
1,400	0,657	0,067
1,500	0,608	0,062
1,600	0,569	0,058
1,700	0,540	0,055
1,800	0,510	0,052
1,900	0,481	0,049
2,000	0,461	0,047
2,100	0,432	0,044
2,200	0,412	0,042
2,300	0,402	0,041
2,400	0,383	0,039
2,500	0,363	0,037
2,600	0,353	0,036
2,700	0,343	0,035
2,800	0,324	0,033

T	Ad * g	Ad
2,900	3,159	0,322
3,000	3,051	0,311
3,100	2,953	0,301
3,200	2,865	0,292
3,300	2,776	0,283
3,400	2,698	0,275
3,500	2,619	0,267
3,600	2,541	0,259
3,700	2,472	0,252
3,800	2,413	0,246
3,900	2,345	0,239
4,000	2,286	0,233
4,100	2,237	0,228
4,200	2,178	0,222
4,300	2,129	0,217
4,400	2,080	0,212
4,500	2,031	0,207
4,600	1,991	0,203
4,700	1,952	0,199
4,800	1,903	0,194
4,900	1,864	0,190
5,000	1,834	0,187
5,100	1,795	0,183
5,200	1,766	0,180
5,300	1,727	0,176
5,400	1,697	0,173
5,500	1,668	0,170
5,600	1,638	0,167
5,700	1,609	0,164
5,800	1,579	0,161
5,900	1,550	0,158
6,000	1,530	0,156
6,100	1,501	0,153
6,200	1,481	0,151
6,300	1,452	0,148
6,400	1,432	0,146
6,500	1,413	0,144
6,600	1,383	0,141
6,700	1,364	0,139
6,800	1,344	0,137
6,900	1,324	0,135
7,000	1,305	0,133
7,100	1,285	0,131
7,200	1,275	0,130

T	Ad * g	Ad
2,900	0,314	0,032
3,000	0,304	0,031
3,100	0,294	0,030
3,200	0,284	0,029
3,300	0,275	0,028
3,400	0,275	0,028
3,500	0,265	0,027
3,600	0,255	0,026
3,700	0,245	0,025
3,800	0,245	0,025
3,900	0,235	0,024
4,000	0,226	0,023
4,100	0,226	0,023
4,200	0,216	0,022
4,300	0,216	0,022
4,400	0,206	0,021
4,500	0,206	0,021
4,600	0,196	0,020
4,700	0,196	0,020
4,800	0,186	0,019
4,900	0,186	0,019
5,000	0,186	0,019
5,100	0,177	0,018
5,200	0,177	0,018
5,300	0,177	0,018
5,400	0,167	0,017
5,500	0,167	0,017
5,600	0,167	0,017
5,700	0,157	0,016
5,800	0,157	0,016
5,900	0,157	0,016
6,000	0,157	0,016
6,100	0,147	0,015
6,200	0,147	0,015
6,300	0,147	0,015
6,400	0,147	0,015
6,500	0,137	0,014
6,600	0,137	0,014
6,700	0,137	0,014
6,800	0,137	0,014
6,900	0,137	0,014
7,000	0,128	0,013
7,100	0,128	0,013
7,200	0,128	0,013

T	Ad * g	Ad
7,300	1,256	0,128
7,400	1,236	0,126
7,500	1,216	0,124
7,600	1,207	0,123
7,700	1,187	0,121
7,800	1,177	0,120
7,900	1,158	0,118
8,000	1,148	0,117
8,100	1,128	0,115
8,200	1,118	0,114
8,300	1,099	0,112
8,400	1,089	0,111
8,500	1,079	0,110
8,600	1,069	0,109
8,700	1,050	0,107
8,800	1,040	0,106
8,900	1,030	0,105
9,000	1,020	0,104
9,100	1,010	0,103
9,200	0,991	0,101
9,300	0,981	0,100
9,400	0,971	0,099
9,500	0,961	0,098
9,600	0,952	0,097
9,700	0,942	0,096
9,800	0,932	0,095
9,900	0,922	0,094
10,000	0,912	0,093

T	Ad * g	Ad
7,300	0,128	0,013
7,400	0,128	0,013
7,500	0,118	0,012
7,600	0,118	0,012
7,700	0,118	0,012
7,800	0,118	0,012
7,900	0,118	0,012
8,000	0,118	0,012
8,100	0,118	0,012
8,200	0,108	0,011
8,300	0,108	0,011
8,400	0,108	0,011
8,500	0,108	0,011
8,600	0,108	0,011
8,700	0,108	0,011
8,800	0,108	0,011
8,900	0,108	0,011
9,000	0,098	0,010
9,100	0,098	0,010
9,200	0,098	0,010
9,300	0,098	0,010
9,400	0,098	0,010
9,500	0,098	0,010
9,600	0,098	0,010
9,700	0,098	0,010
9,800	0,098	0,010
9,900	0,088	0,009
10,000	0,088	0,009

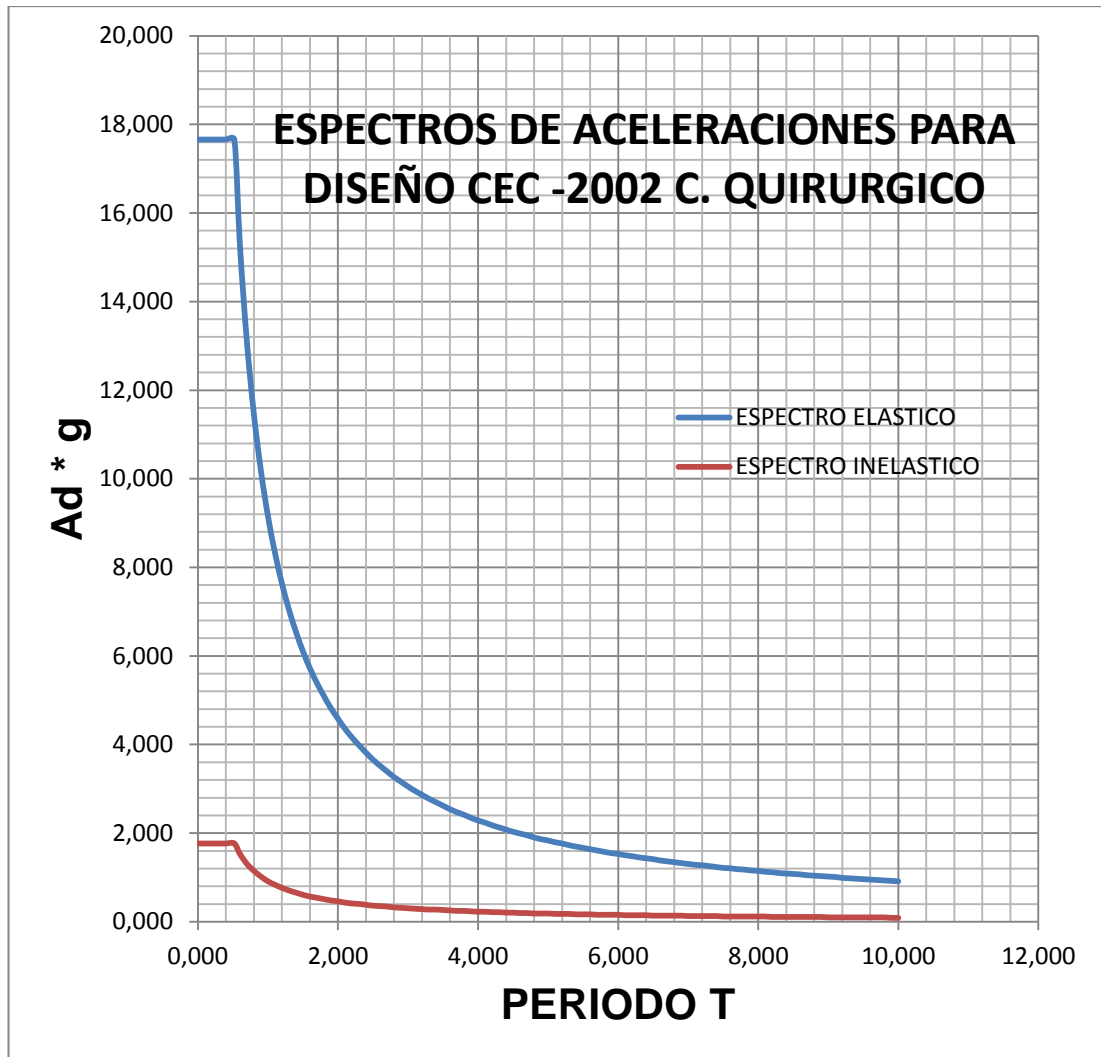


Fig. 5.10. Espectros de aceleraciones para diseño – C. Quirúrgico - CEC-2002

5.5 COMPARACION DE RESULTADOS

5.5.1 COMPARACION NUMERICA DE FUERZAS SISMICAS

Los factores son similares para las normas analizadas en la fórmula del cortante basal: factor de importancia y uso ($I=1,5$), el factor de zonas sísmica ($Z=0,4$), factores de forma ($\phi_P=0,9$ y $\phi_E=1,0$), entonces los valores que cambian el valor del cortante basal, son el factor de reducción de respuesta sísmica (R) donde este valor ha sido reducido para la nueva norma de 12 a 6 - 7 para el caso de estructuras de hormigón con muros de corte. Ésta reducción del valor de (R) hace que el valor del cortante basal aumente significativamente con relación al valor calculado según la CEC-2002, por lo tanto las secciones de los elementos estructurales se incrementan para que así cumplan las condiciones de las derivas permitidas por la norma.

$$\Delta_m = \Delta_E * R \quad (Ec. 5.1)$$

Donde Δ_m maximo es igual a 0.02 segun la norma

HOSPITALIZACIÓN 2, ESCALERA-EMERGENCIAS-HOSPITALIZACION 2

Para el caso de la CEC-2002 la deriva en el último nivel de la estructura sería:

$$\Delta_E = \frac{\Delta_m}{R} * h_T = \frac{0.02}{12} * 30.72$$

$$\Delta_E = 5.12 \text{ cm}$$

Para el caso de la NEC-11 la deriva en el último nivel de la estructura sería:

$$\Delta_E = \frac{\Delta_m}{R} * h_T = \frac{0.02}{7} * 30.72$$

$$\Delta_E = 8.78 \text{ cm}$$

Se puede observar que al reducir el valor de (R), se compensa en el diseño debido a que aumenta el límite máximo de las derivas de 5.12 a 8.78 cm.

OBSTETRICIA, C. QUIRURGICO

Para el caso de la CEC-2002 la deriva en el último nivel de la estructura sería:

$$\Delta_E = \frac{\Delta_m}{R} * h_T = \frac{0.02}{12} * 7.92$$

$$\Delta_E = 1.32 \text{ cm}$$

Para el caso de la NEC-11 la deriva en el último nivel de la estructura sería:

$$\Delta_E = \frac{\Delta_m}{R} * h_T = \frac{0.02}{7} * 7.92$$

$$\Delta_E = 2.26 \text{ cm}$$

Se puede observar que al reducir el valor de (R), se compensa en el diseño debido a que aumenta el límite máximo de las derivas de 1.32 a 2.26 cm.

Mientras el factor de aceleración espectral (**Sa** para la NEC y **C** para la CEC) fórmulas que a pesar de ser diferentes guardan ciertas semejanzas las cuales serán analizadas posteriormente. Otro valor que hay que tener en cuenta es el período fundamental de la estructura que tiene diferencias en su cálculo, lo que influye en el cálculo de las fuerzas horizontales, esto se puede evidenciar claramente en la siguiente comparación numérica.

NEC - 11	CEC - 2002
<p>PARA LA COMPARACION DE LAS NORMAS TOMAMOS COMO REFERENCIA EL EDIFICIO HOSPITALIZACION 2</p>	
$T = Ct * hn^{\alpha};$ $Ct = 0.049;$ $\alpha = 0.75 \text{ y } hn = 30.72m$ $T = 0.049 * 30.72^{0.75}$ $\underline{T = 0.639 \text{ seg.}}$	$T = Ct * hn^{3/4};$ $Ct = 0.06 \text{ y } hn = 30.72 m$ $T = 0.06 * 30.72^{0.75}$ $\underline{T = 0.783 \text{ seg.}}$
<ul style="list-style-type: none"> El valor del coeficiente Ct para el caso de la NEC-11 para un edificio de hormigón con muros de corte, son menores que los valores sugeridos por el CEC-2002. Los valores del coeficiente α de la NEC son diferentes para cada tipo de estructura, mientras que para la CEC este valor es igual para todo tipo de estructura, aunque para las estructuras de hormigón con muros de corte este valor es igual. <p>De este valor se escoge la fórmula que se usara para la aceleración espectral en la NEC, mientras que para CEC se usa una sola ecuación en la que interviene siempre el periodo.</p>	
$Sa = \eta * Z * Fa, \text{ cuando } 0 \leq T \leq Tc$ $Sa = \eta * Z * Fa * \left(\frac{Tc}{T}\right)' \text{ cuando } T \geq Tc$ <p>Donde: $Tc = 0.55 * Fs * \frac{Fd}{Fa}$</p> <p>Los valores de los coeficientes Fs, Fd, Fa dependen del tipo de suelo y zona sísmica (4.11., 4.12., 4.13.) y que para el estudio de la estructura.</p> $Tc = 0.775 \rightarrow T = 0.639 < Tc$ $Sa = \eta * Z * Fa$ <p>Por lo que se toma el valor que es la máxima aceleración espectral</p>	$C = \frac{1.25 * S^S}{T}$ <p>$S = 1.20$ (suelos intermedios)</p> <p>El valor S depende solamente del tipo de suelo donde se emplazara la estructura, aunque hay que notar que en esta ecuación el periodo fundamental siempre está presente siempre y cuando este valor no exceda el valor de Cm que es la aceleración espectral máxima, que depende del tipo de suelo ,y como se puede ver para el caso en estudio es:</p> $C = \frac{1.25 * 1.20^{1.20}}{0.783} = 1.987$ $Cm = 3.00 \text{ (Suelos Intermedios)}$ $C < Cm \rightarrow Ok$
<p>Como se puede ver el valor del periodo en la NEC influye ya que este valor al ser bajo debido al tipo de estructuración se toma el valor máximo de aceleración espectral, dejando de lado el periodo fundamental de la estructura, por otro lado en la CEC este valor si depende del periodo fundamental, que es mayor y hace que la aceleración espectral sea menor y que esta esté fuera de los valores máximos de aceleración espectral.</p>	

Análisis del cortante Basal

NEC - 11	CEC - 2002
$V_{NEC} = \frac{I * Sa}{R * \phi_P * \phi_E} * W \quad (1)$ <p>Donde Sa para el edificio es:</p> $Sa = \eta * Z * Fa \quad (2)$ <p>Remplazando (2) en (1)</p> $V_{NEC} = \frac{I * \eta * Z * Fa}{R * \phi_P * \phi_E} * W$	$V_{CEC} = \frac{Z * I * C}{R * \phi_P * \phi_E} * W \quad (a)$ <p>Donde C para el edificio es:</p> $C = \frac{1.25 * S^S}{T} \quad (b)$ <p>Remplazando (b) en (a)</p> $V_{CEC} = \frac{Z * I * 1.25 * S^S / T}{R * \phi_P * \phi_E} * W$
<ul style="list-style-type: none"> Los valores de I, Z, ϕ_P, ϕ_E son iguales en ambos casos por lo que los tomaremos con el valor de 1 por motivos de análisis: $V_{NEC} = \frac{\eta * Fa}{R} * W \quad (3)$	$V_{CEC} = \frac{1.25 * S^S / T}{R} * W \quad (c)$
<ul style="list-style-type: none"> Analizando el numerador y denominador por separado: $\eta * Fa$ <p>$\eta = 2.48$ (sierra); $Fa = 1.20$ (Suelo C)</p> <p>Repmplazando:</p> $\eta * Fa = 2.48 * 1.20 = 2.976$	$1.25 * S^S / T$ <p>1.25 factor de mayoración $S = 1.20$ (suelo intermedio) $T = 0.783 \text{seg}$ (periodo Fundamental)</p> <p>Repmplazando:</p> $1.25 * S^S / T = 1.25 * 1.20^{1.20} / 0.783 = 1.987$
<p>Se puede observar que la aceleración espectral de la NEC (Sa) supera en un 150% a la aceleración espectral de la CEC (C), los valores que corresponden a las características del suelo están representados por los valores Fa y S para las diferentes normas, pero estos valores son muy similares por lo que se concluye que este no es un factor que diferencie las normas estudiadas, por otro lado el valor de 1.20 y 1.25 de cada norma aunque cumplen con la misma función de factor de amplificación de la aceleración espectral son diferentes en valor y se puede decir que es el valor que es decisivo para el aumento de la fuerza sísmica.</p>	
<p>Para el factor de R en la NEC es de 7 para estructuras de hormigón con diafragmas.</p>	<p>Para el factor de R en la CEC de 12 para estructuras de hormigón con diafragmas.</p>
<p>El denominador R de la CEC es claramente mayor en un porcentaje de 170% en comparación a su similar de la NEC, lo que le convierte en un valor aun para la gran diferencia que existe entre las dos normas estudiadas.</p>	
<p>Teniendo como resultado general que el aumento de la fuerza sísmica de la NEC respecto a la CEC es de un 270%</p>	

5.5.2 COMPARACION GRAFICA DE ESPECTROS DE RESPUESTA

Para hacer la comparación gráfica vamos a determinar los pares ordenados para el espectro de respuesta elástico según las diferentes normas, primero empezaremos con la determinación de valores de la NEC y luego con la determinación de los pares ordenados de la CEC para después hacer el análisis comparativo de los dos espectros en el mismo sistema de ejes coordenados.

Como se puede constatar en las gráficas que están a continuación, la ecuación con la que se calcula la aceleración espectral tiene como factor el valor Z correspondiente a la zona sísmica lo que produce que los valores de S_a sean bajos, sin embargo si este factor Z no es multiplicado, la aceleración espectral máxima se acerca al valor de $C_m=3$ que es el máximo para la CEC, en la figura 5.1 se obtiene la gráfica del espectro inelástico de la NEC sin tomar en cuenta el valor del factor de zona sísmica ($Z=0,4$). Lo que da como resultado una gráfica similar a la CEC (ver figura 5.2)

En la figura 5.2 se puede observar que las aceleraciones espectrales son similares para estructuras con períodos iguales, con la diferencia clara de que en la NEC esta aceleración abarca estructuras con períodos de hasta 0,775 seg. mientras que la CEC tiene un valor máximo de C solo hasta el período equivalente a 0,52. También se nota que en la zona de aceleraciones espectrales no lineales se observa que dichas aceleraciones son mayores para el caso de la NEC.

En la figura 5.5 están representados los valores de los coeficientes sísmicos los que claramente son diferentes evidenciándose las grandes diferencias que existe entre las dos normas, por ejemplo cuando se tiene un período de $T=0,8$ seg. El Coef. Sísmico (NEC) = 0,30 mientras que el coef. Sísmico (CEC)= 0,12.

Espectro de Respuestas NEC-11 vs CEC - 2002

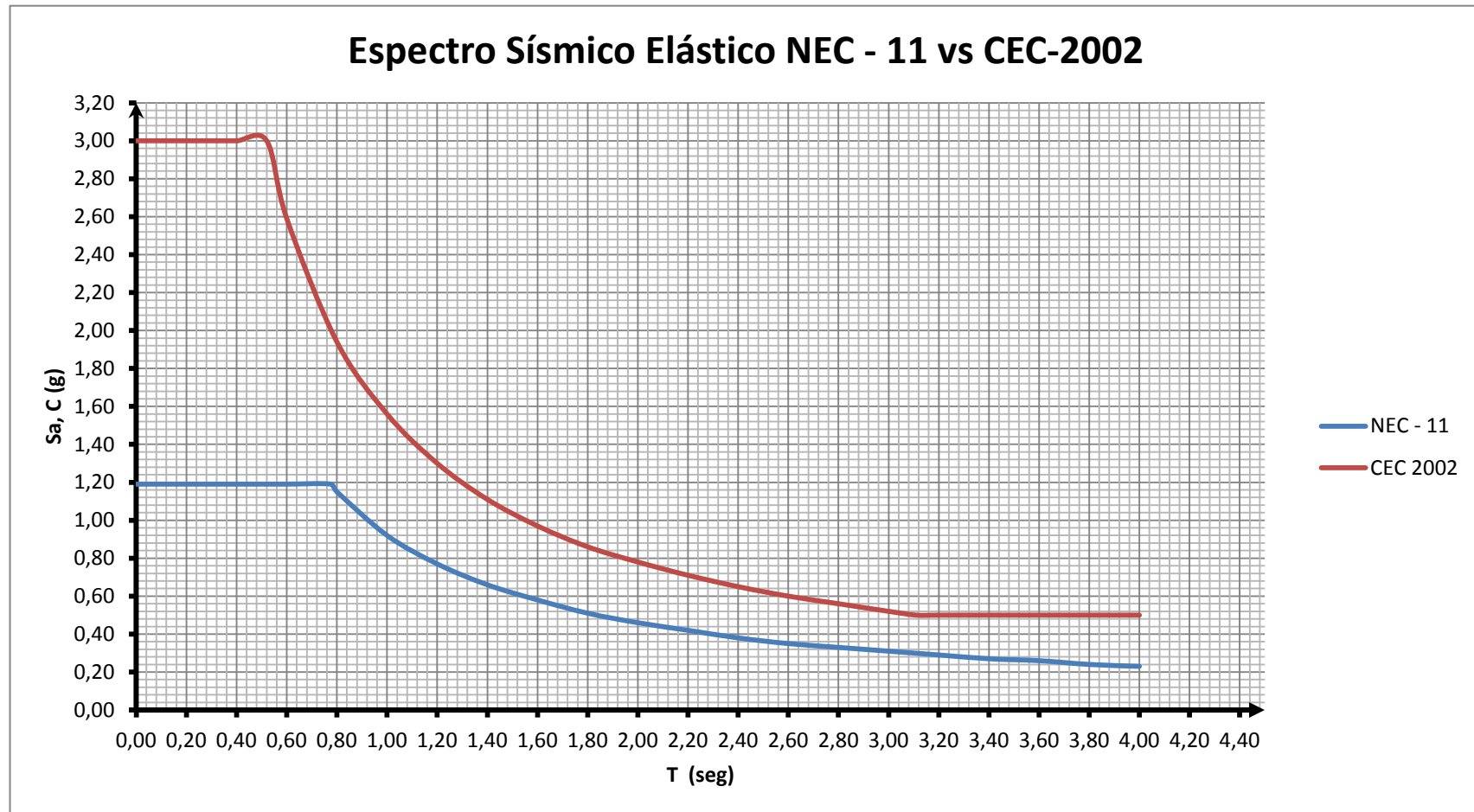


Fig. 5.11. Comparación gráfica de los espectros elásticos NEC – 11 vs CEC-2002

Espectro de Respuestas NEC – 11 vs CEC-2002 (sin tomar en cuenta el factor de zona sísmica Z)

T seg.	Sa (g)	C (g)
0,000	2,976	3,000
0,100	2,976	3,000
0,200	2,976	3,000
0,300	2,976	3,000
0,400	2,976	3,000
0,520	2,976	3,000
0,600	2,976	2,590
0,775	2,976	2,010
0,800	2,883	1,940
1,000	2,306	1,560
1,200	1,922	1,300
1,400	1,647	1,110
1,600	1,442	0,970
1,800	1,281	0,860
2,000	1,153	0,780
2,200	1,048	0,710
2,400	0,961	0,650
2,600	0,887	0,600
2,800	0,824	0,560
3,110	0,742	0,500
3,200	0,721	0,500
3,400	0,678	0,500
3,600	0,641	0,500
3,800	0,607	0,500
4,000	0,577	0,500

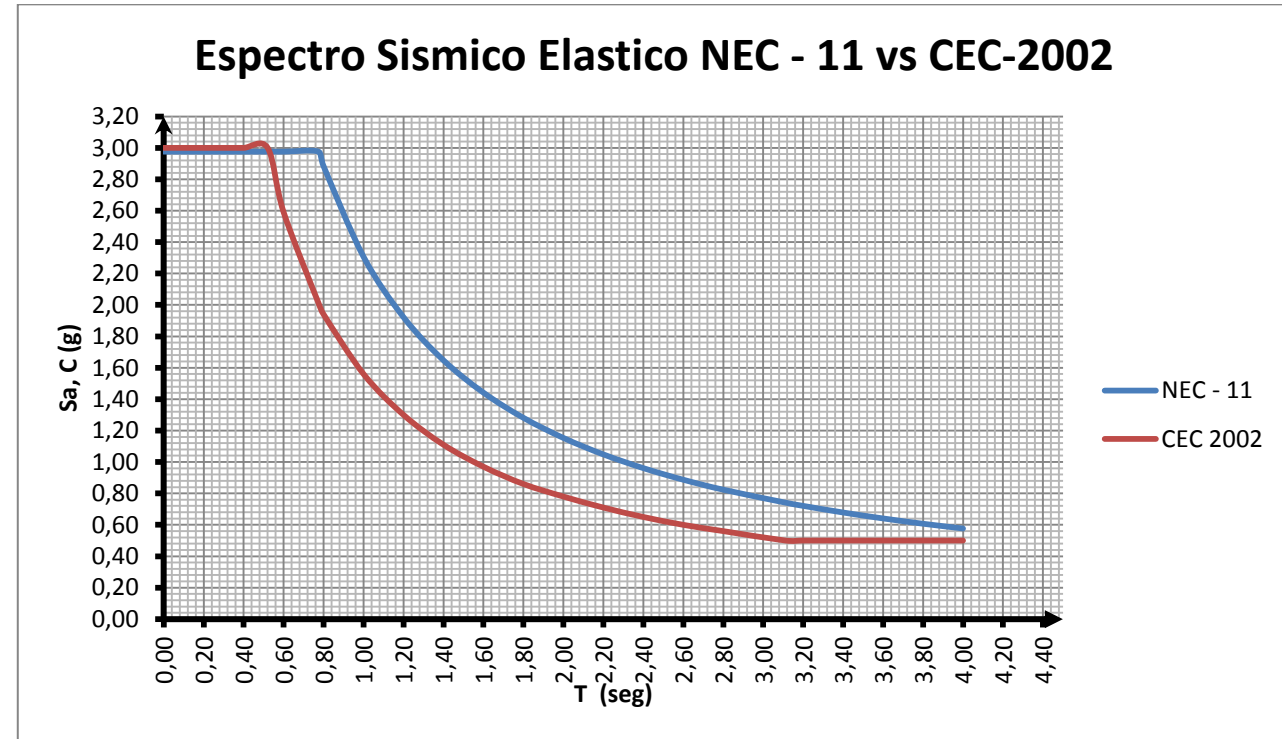


Fig. 5.12. Espectro de Respuestas NEC – 11 vs CEC-2002 – (sin tomar en cuenta el factor de zona sísmica Z)

Tabla 5.31. Valores Aceleración NEC – 11 vs CEC-2002 (sin Z)

Coeficiente Sísmico NEC – 11 vs CEC-2002

T seg.	NEC - 11 (g)	CEC 2002 (g)
0,000	0,310	0,190
0,100	0,310	0,190
0,200	0,310	0,190
0,300	0,310	0,190
0,400	0,310	0,190
0,520	0,310	0,190
0,600	0,310	0,165
0,775	0,310	0,127
0,800	0,300	0,124
1,000	0,240	0,099
1,200	0,200	0,082
1,400	0,172	0,071
1,600	0,150	0,062
1,800	0,133	0,055
2,000	0,120	0,049
2,200	0,109	0,045
2,400	0,100	0,041
2,600	0,092	0,038
2,800	0,086	0,035
3,110	0,077	0,032
3,200	0,075	0,031
3,400	0,071	0,029
3,600	0,067	0,027
3,800	0,063	0,026
4,000	0,060	0,025

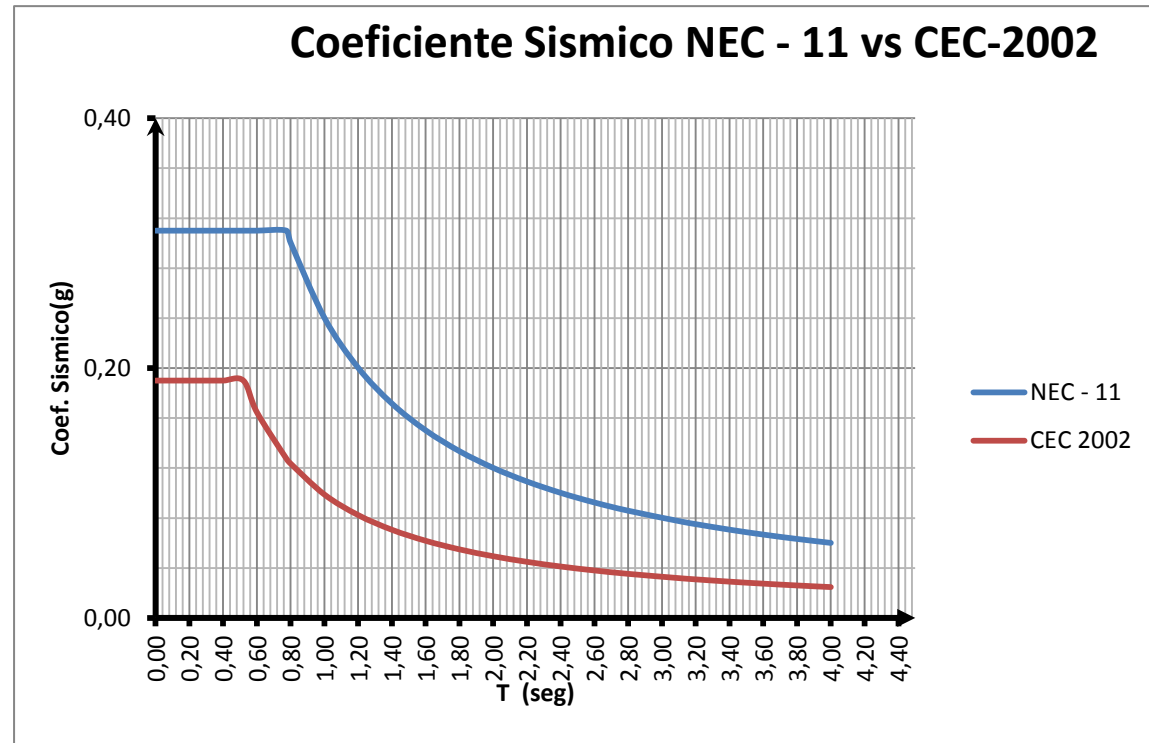


Fig. 5.13. Coef. Sísmico NEC – 11 vs CEC-2002

Tabla 5.32. Coef. Sísmico NEC – 11 vs CEC-2002

CAPITULO VI

6. MODELACIÓN Y DISEÑO COMPUTACIONAL EN ETABS

La modelación de la estructura con base fija y aislada se realiza en el programa ETABS. Se decidió por este programa por las ventajas y funciones de análisis que posee, en él se puede modelar sin problema la estructura tridimensional, contando con las opciones de aplicar variados tipos de análisis; además la principal razón de utilizar el ETABS como herramienta de análisis, es que tiene la posibilidad de incluir en el modelo los sistemas de aislación, tanto los elastoméricos como el friccional de muy buena forma, incluyendo sus principales características, con lo cual en la salida de datos se refleja los efectos de que un sistema de esta índole causa en la estructura.

6.1 MODELO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL SEGÚN LA NEC-11

La modelación de la estructura de base fija se hizo en forma detallada considerando todos los elementos de la estructura, incluyendo también las escaleras para obtener un efecto más real en su comportamiento.

Se consideró la base del edificio empotrada al suelo. Para el sistema que conforman los pórticos se utilizaron elementos tipo frame con sus respectivas secciones según el pre diseño, para las losas de cada nivel se modeló los nervios como frames y la loseta como un elemento área con sus respectivas dimensiones, además se utilizó el comando constrain para simular el efecto de rigidez entre los diferentes elementos que conforman la losa y la resistencia suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos y subestructura verticales resistentes. Para modelar los diafragmas se utilizó un elemento área tipo Shell el cual posteriormente fue dividido en secciones para un mejor análisis.

Las cargas que son necesarias para el análisis modal se consideran a través de los elementos, es decir, el programa calculará el peso propio de cada uno de ellos, más una sobrecarga resultante del análisis de cargas en la que se incluye CV y CM aplicadas por medio del comando área loads (cargas por

area) y no de puntos o frames en los cuales se concentre estas propiedades, esto por considerar la primera opción más real.

Para la carga sísmica en la estructura convencional, se utilizó dos tipos de métodos el primero un análisis modal espectral y el segundo un análisis estático, ambos contemplados en la norma NEC-11. En el primer caso se ingresó el espectro correspondiente a las características sísmicas de la estructura y para el segundo caso el coeficiente sísmico, realizando el análisis en dos direcciones ortogonales entre sí.

En la figuras 6.1 a la figura 6.4. muestran las vistas tridimensionales representativas de la estructura convencional de los Edificios a analizar.

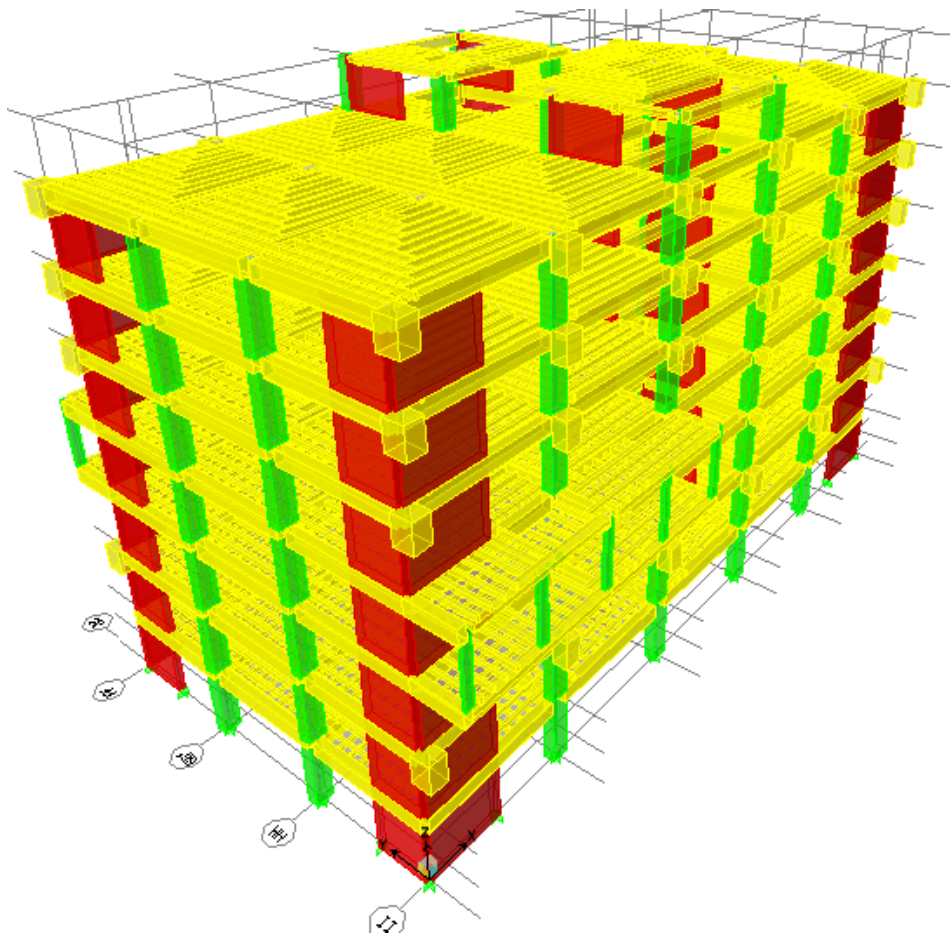


Fig. 6.1 Modelo 3D Hospitalización 2- NEC11

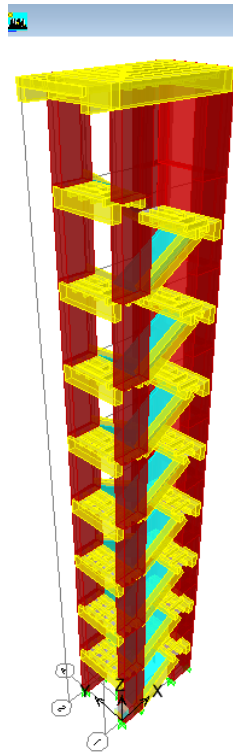


Fig. 6.2 Modelo 3D Escaleras de Emergencia Hospitalización 2- NEC11

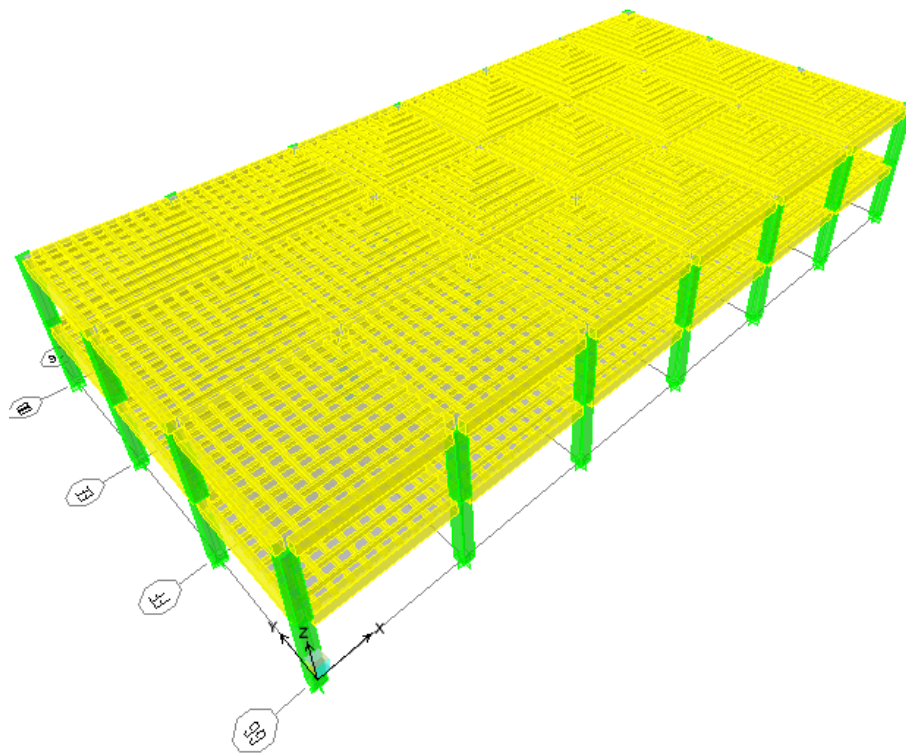


Fig. 6.3 Modelo 3D Obstetricia- NEC 11

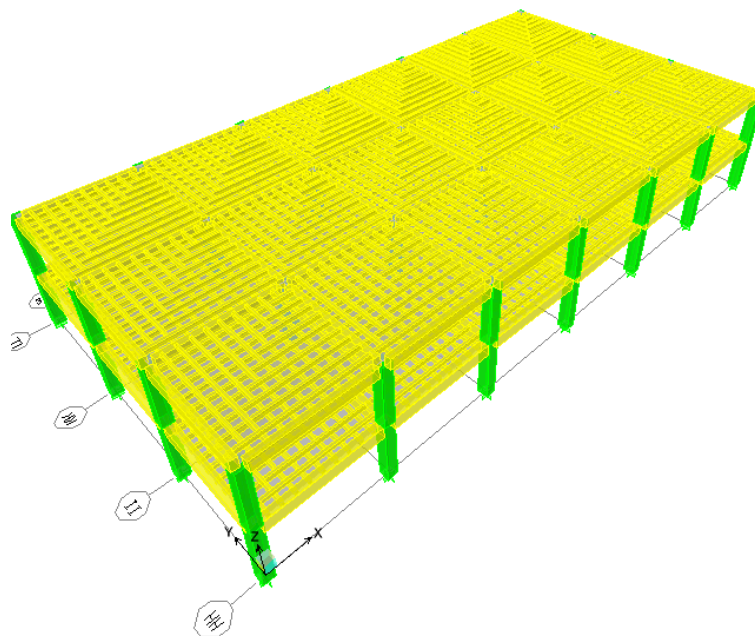


Fig. 6.4 Modelo 3D C. Quirúrgico - NEC11

MODOS DE VIBRACIÓN DE LOS MODELOS (NEC-11)

Se presenta un resumen de los resultados entregados por el análisis modal espectral a las estructuras, mostrando los periodos, participación modal, derivas, importantes para ver su tipo de comportamiento sísmico.

HOSPITALIZACIÓN 2

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,8005	71,0516	0,1433	0,0139
2	0,7583	0,1407	71,0984	0,0270
3	0,6155	0,0187	0,0333	71,9508
4	0,2000	16,7789	0,0389	0,0058
5	0,1942	0,0381	17,2073	0,0085
6	0,1512	0,0054	0,0165	17,6507
7	0,1030	2,6621	0,0001	0,0013
8	0,0861	0,0001	6,1930	0,0036
9	0,0801	4,1138	0,0003	0,0010
10	0,0676	0,0020	0,0007	5,6144
11	0,0524	0,0250	2,8479	0,0010
12	0,0521	2,6051	0,0265	0,0011

Tabla 6.1 Periodos y participación modal - edificio Hospitalización 2 (NEC-11)

En la tabla 6.1 se obtiene que el periodo fundamental de la estructura corresponde a 0,8742 segundos. La participación modal observamos que el

modo 1 ocurre en sentido x debido a U_x es mayor que U_y y R_z ; el Modo 2 tiene mayor participación en el sentido y; en su Modo 3 tiene una mayor participación modal en el eje z lo que nos indica que es un modo torsional. En la figuras 6.5, 6.6, 6.7 se muestran los modos 1, 2,3 respectivamente:

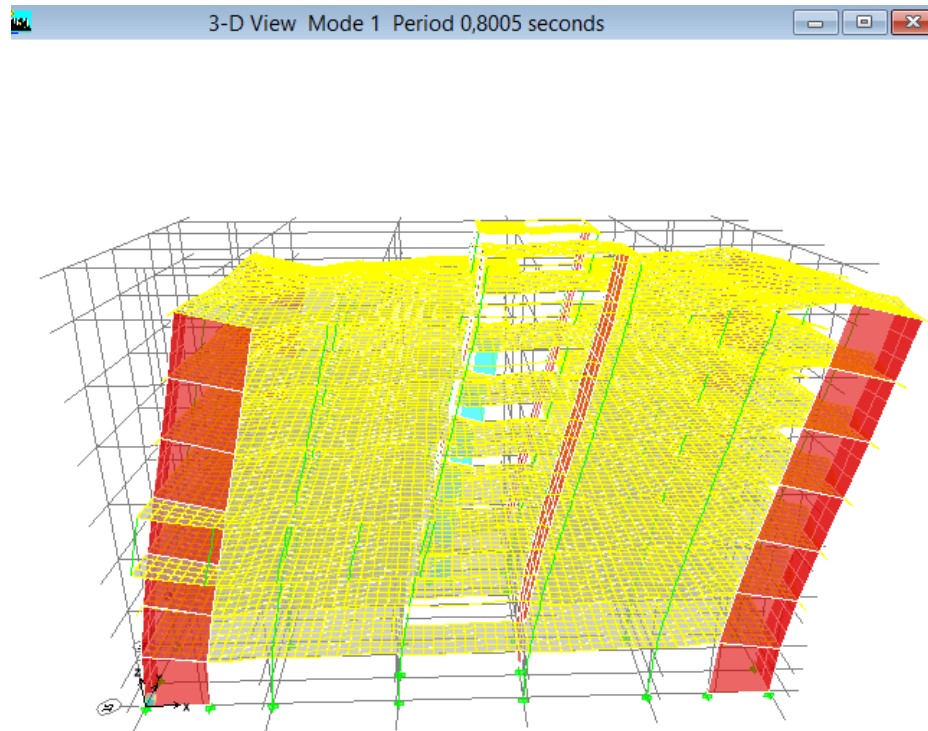


Fig. 6.5 Modo1 Traslación en sentido X – Hospitalización 2 (NEC-11)

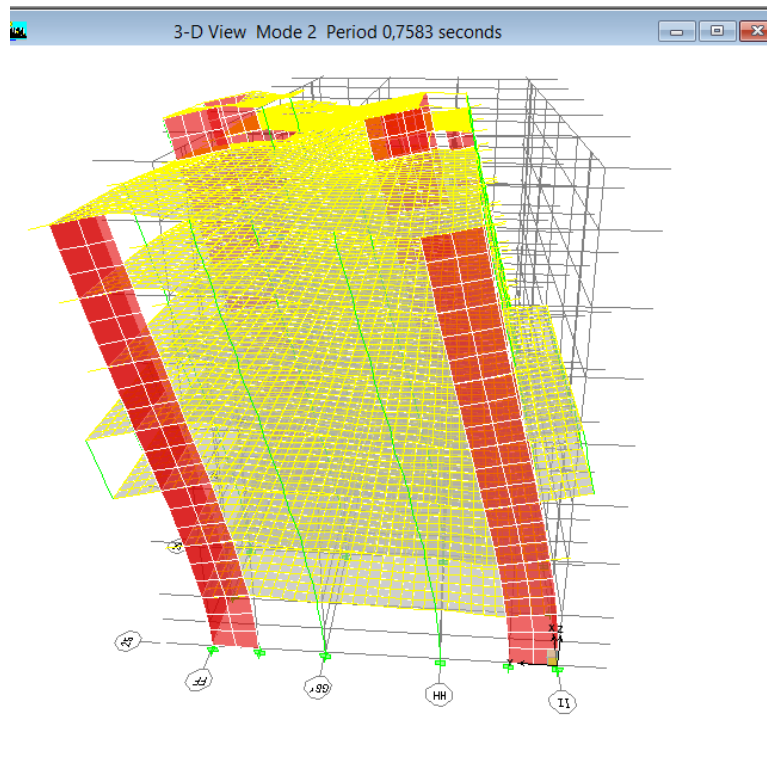


Fig. 6.6 Modo2 Traslación en sentido Y Hospitalización 2 (NEC-11)

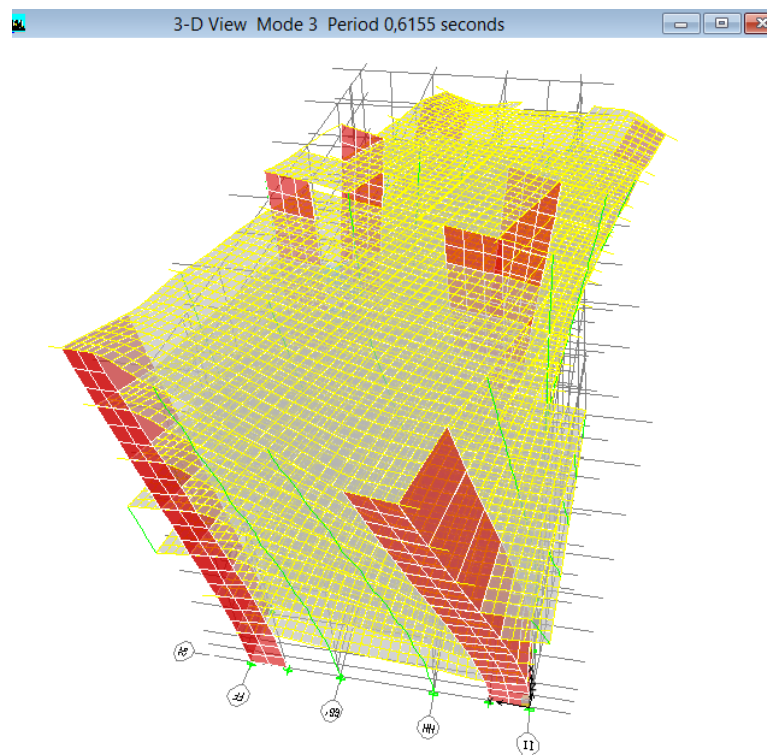


Fig. 6.7 Modo3 Torsión en el eje Z – Hospitalización 2 (NEC-11)

ESCALERA- EMERGENCIAS-HOSPITALIZACION 2

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,6487	0,0502	62,8693	6,4905
2	0,3734	67,6938	0,0331	0,1966
3	0,2553	0,1216	0,8243	69,6995
4	0,1671	0,0497	16,0172	0,7069
5	0,0988	12,0632	1,6085	0,1499
6	0,0930	6,0386	2,0688	0,9138
7	0,0698	0,2066	2,1223	10,9744
8	0,0609	0,0201	5,0710	0,4895
9	0,0491	4,7757	0,0162	0,2555
10	0,0449	0,1036	0,5902	0,9199
11	0,0348	0,0085	1,1715	0,0333
12	0,0326	1,7246	0,7748	1,6580

Tabla 6.2 Periodos y participación modal – edificio Escalera Emergencia Hospitalización 2 (NEC-11)

En la tabla 6.2 se obtiene que el periodo fundamental de la estructura corresponde a 0,6486 segundos. La participación modal observamos que el modo 1 ocurre en sentido Y debido a Uy es mayor que Ux y Rz; el Modo 2 tiene mayor participación en el sentido X; en su Modo 3 tiene una mayor participación modal en el eje Z lo que nos indica que es un modo torsional. En la figuras 6.8, 6.9, 6.10 se muestran los modos 1, 2,3 respectivamente:

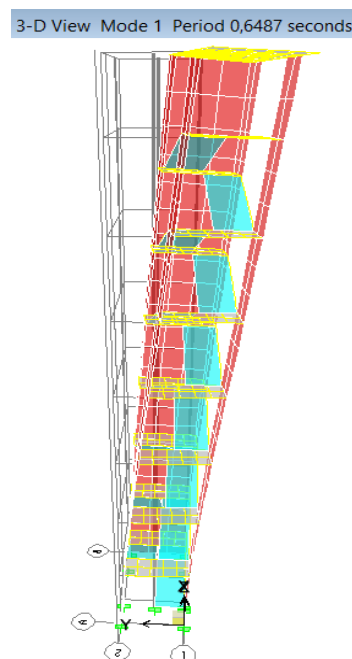


Fig. 6.8 Modo1 Traslación en sentido Y – Escalera Emergencia Hospitalización 2 (NEC-11)

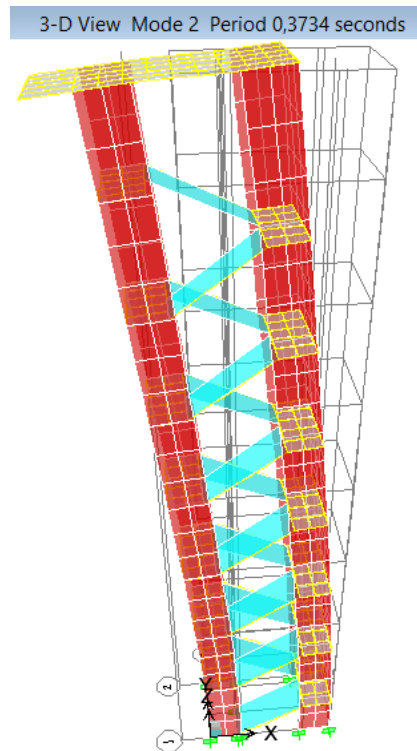


Fig. 6.9 Modo2 Traslación en sentido X - Escalera Emergencia Hospitalización 2 (NEC-11)

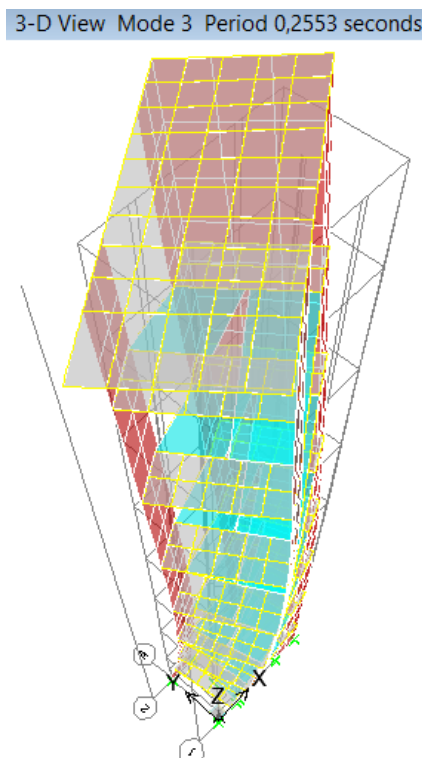


Fig. 6.10 Modo3 Torsión en el eje Z – Escalera Emergencia Hospitalización 2 (NEC-11)

C. OBSTETRICIA

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,5592	86,7022	0,0000	0,0011
2	0,5524	0,0000	85,4661	0,0030
3	0,4853	0,0011	0,0030	85,6485
4	0,1758	13,2966	0,0000	0,0000
5	0,1671	0,0000	14,5309	0,0000
6	0,1475	0,0000	0,0000	14,3473

Tabla 6.3 Periodos y participación modal – edificio Obstetricia (NEC-11)

En la tabla 6.3 se obtiene que el periodo fundamental de la estructura corresponde a 0,5861 segundos. La participación modal observamos que el modo 1 ocurre en sentido X debido a U_x es mayor que U_y y R_z ; el Modo 2 tiene mayor participación en el sentido Y; en su Modo 3 tiene una mayor participación modal en el eje Z lo que nos indica que es un modo torsional. En la figuras 6.11, 6.12, 6.13 se muestran los modos 1, 2,3 respectivamente:

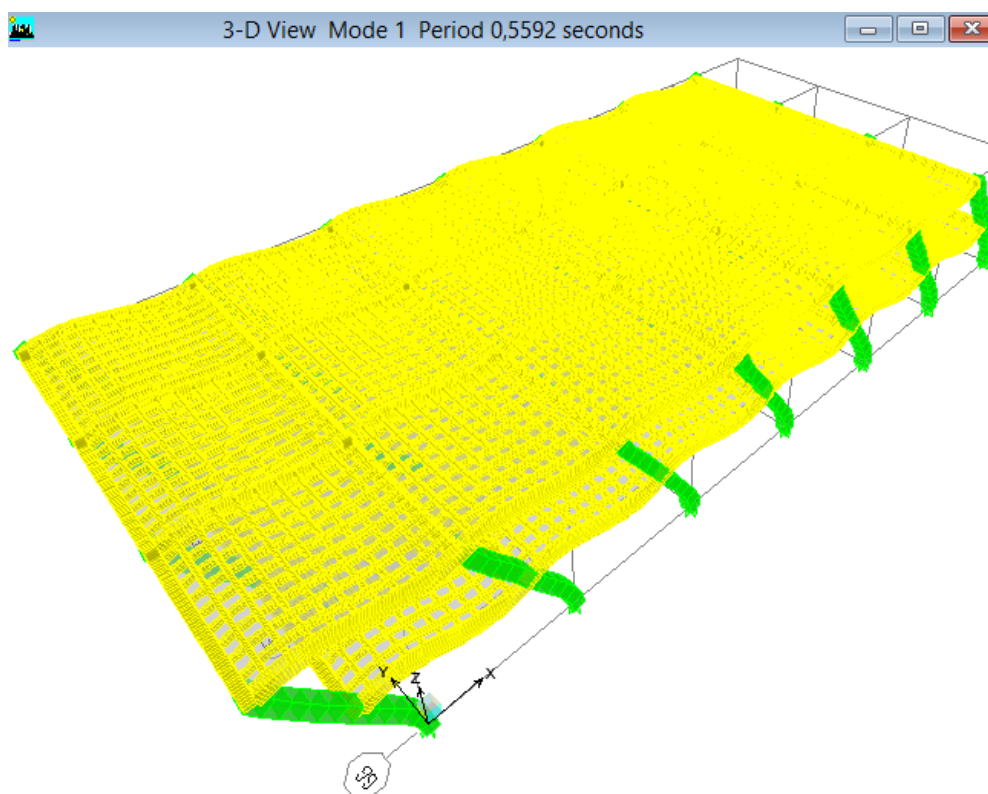


Fig. 6.11 Modo1 Traslación en sentido X– Obstetricia (NEC-11)

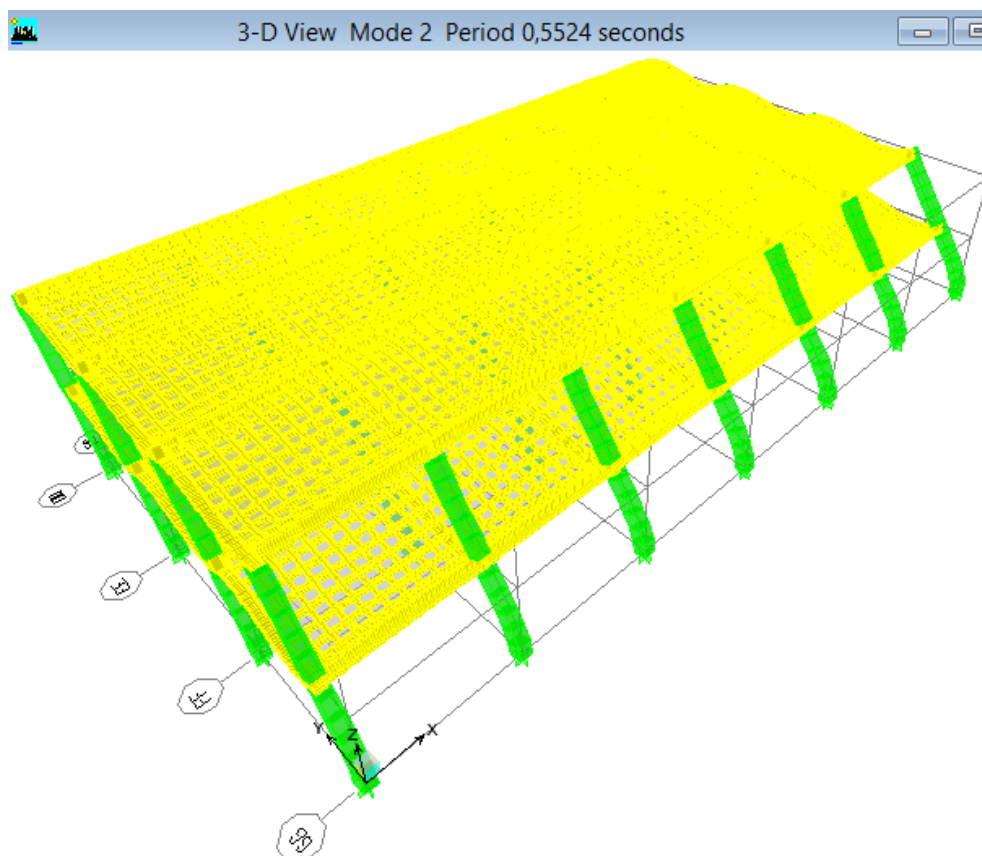


Fig. 6.12 Modo2 Traslación en sentido Y Obstetricia (NEC-11)

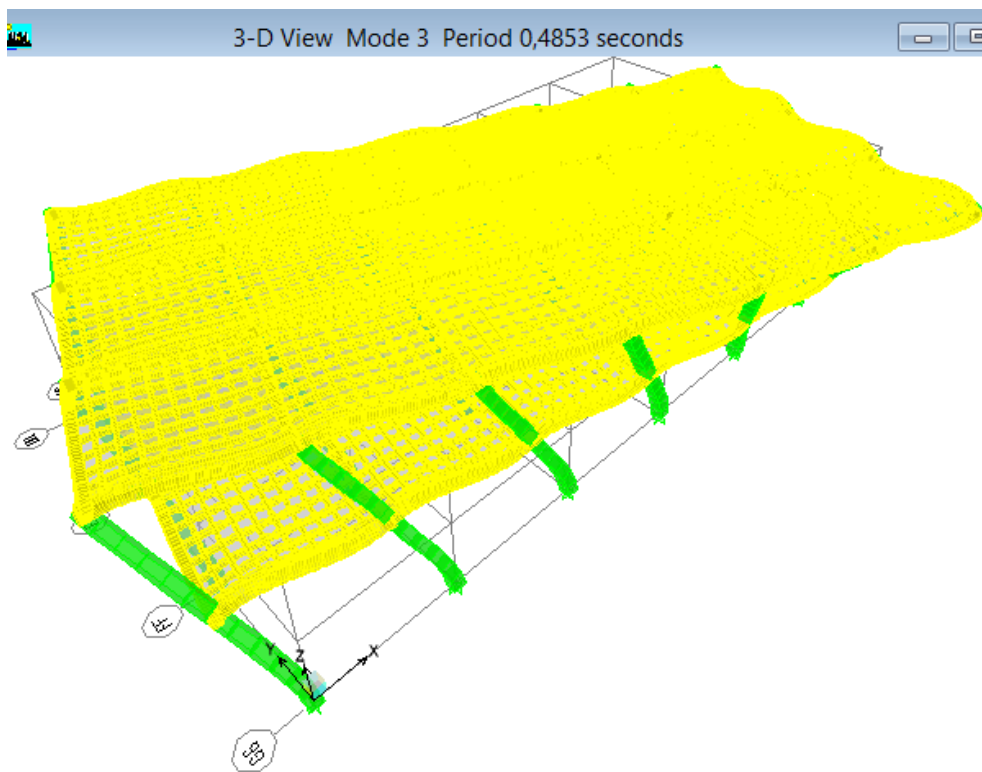


Fig. 6.13 Modo3 Torsión en el eje Z – Obstetricia (NEC-11)

C. QUIRURGICO

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,4257	0,0000	85,9373	0,0000
2	0,4033	86,4865	0,0000	0,0758
3	0,3644	0,0746	0,0000	85,9706
4	0,1239	0,0000	14,0042	0,0000
5	0,1220	13,4128	0,0000	0,0171
6	0,1115	0,0164	0,0000	13,8904

Tabla 6.4 Periodos y participación modal - edificio C. Quirúrgico (NEC-11)

En la tabla 6.4 se obtiene que el periodo fundamental de la estructura corresponde a 0,4257 segundos. La participación modal observamos que el modo 1 ocurre en sentido Y debido a Uy es mayor que Ux y Rz; el Modo 2 tiene mayor participación en el sentido x; en su Modo 3 tiene una mayor participación modal en el eje z lo que nos indica que es un modo torsional. En la figuras 6.14, 6.15, 6.16 se muestran los modos 1, 2,3 respectivamente:

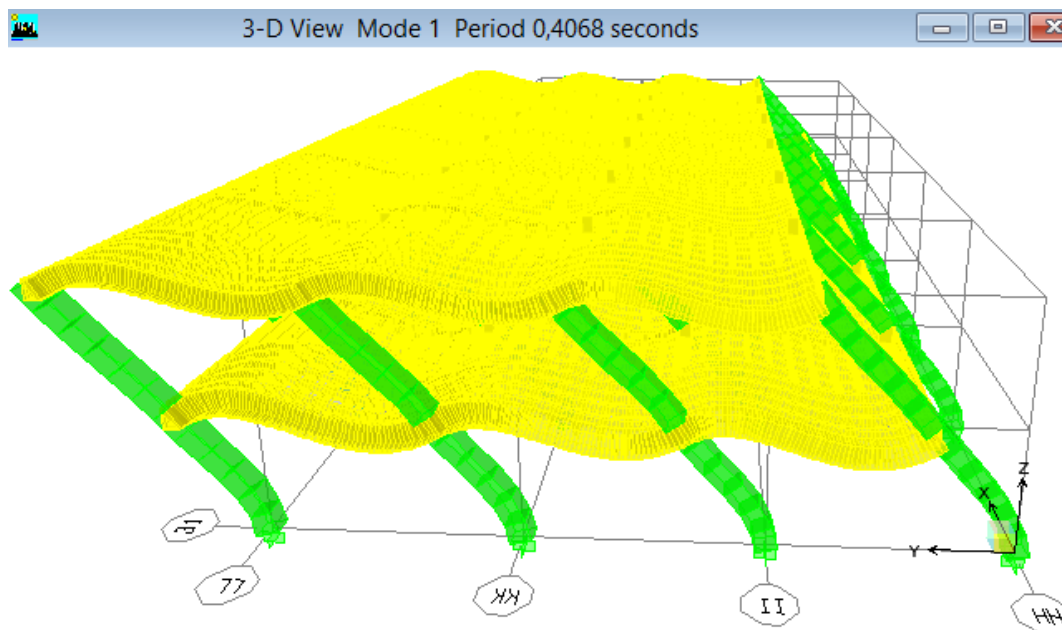


Fig. 6.14 Modo1 Traslación en sentido Y – C. Quirúrgico (NEC-11)

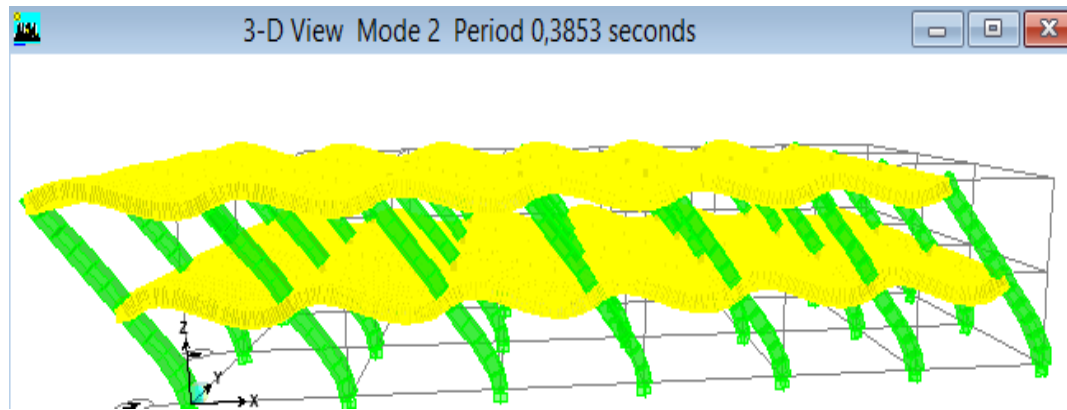


Fig. 6.15 Modo2 Traslación en sentido X C. Quirúrgico (NEC-11)

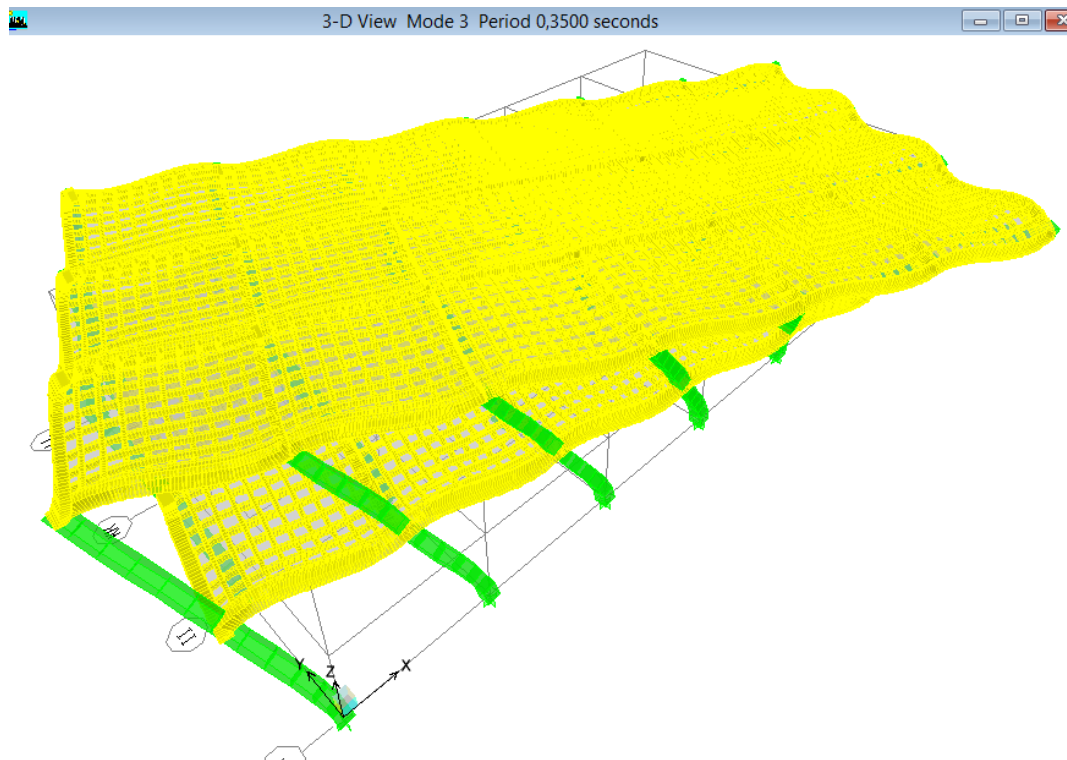


Fig. 6.16 Modo3 Torsión en el eje Z – C. Quirúrgico (NEC-11)

DERIVA DE PISO DE LOS MODELOS (NEC-11)

Deriva, deformación relativa en la dirección de análisis y se calcula como el cociente entre el desplazamiento relativo y la altura de entrepiso.

$$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E \quad (ec. 6.1)^{33}$$

Donde:

R = Factor de reducción de resistencia

Δ_M = Deriva máxima $\leq 0,02$, para estructuras de Hormigón Armado, Estructuras Metálicas y de madera.

Los desplazamientos laterales que nos proporciona el programa está en base a las solicitaciones sísmicas reducidas, por ende se debe multiplicar dicho desplazamiento lateral elástico por $0.75*R$ para obtener los desplazamientos laterales inelásticos, que serían los desplazamientos esperados ante un sismo no reducido.

HOSPITALIZACIÓN 2

Story	Load	Δ_{EX}	Δ_{EY}	Δ_{MX}	Δ_{MY}
STORY8	SXP	0,002682		0,0141	
STORY8	SYP		0,002877		0,0151
STORY7	SXP	0,003353		0,0176	
STORY7	SYP		0,003216		0,0169
STORY6	SXP	0,003689		0,0194	
STORY6	SYP		0,003448		0,0181
STORY5	SXP	0,003772		0,0198	
STORY5	SYP		0,003610		0,0190
STORY4	SXP	0,003746		0,0197	
STORY4	SYP		0,003584		0,0188
STORY3	SXP	0,003411		0,0179	
STORY3	SYP		0,003259		0,0171
STORY2	SXP	0,002666		0,0140	
STORY2	SYP		0,002500		0,0131
STORY1	SXP	0,001252		0,0066	
STORY1	SYP		0,001237		0,0065

Tabla 6.5 Derivas máximas - Análisis Estático - edificio Hospitalización 2 (NEC-11)

³³ NEC-11 CAP2 pág. 64

Story	Load	ΔEX	ΔEY	ΔMX	ΔMY
STORY8	SPECXNEC11	0,002070		0,0109	
STORY8	SPECYNEC11		0,002212		0,0116
STORY7	SPECXNEC11	0,002510		0,0132	
STORY7	SPECYNEC11		0,002510		0,0132
STORY6	SPECXNEC11	0,002744		0,0144	
STORY6	SPECYNEC11		0,002681		0,0141
STORY5	SPECXNEC11	0,002792		0,0147	
STORY5	SPECYNEC11		0,002791		0,0147
STORY4	SPECXNEC11	0,002763		0,0145	
STORY4	SPECYNEC11		0,002755		0,0145
STORY3	SPECXNEC11	0,002497		0,0131	
STORY3	SPECYNEC11		0,002491		0,0131
STORY2	SPECXNEC11	0,001939		0,0102	
STORY2	SPECYNEC11		0,001899		0,0100
STORY1	SPECXNEC11	0,000907		0,0048	
STORY1	SPECYNEC11		0,000937		0,0049

Tabla 6.6 Derivas máximas - Análisis Dinámico - edificio Hospitalización 2 (NEC-11)

ESCALERA- EMERGENCIAS-HOSPITALIZACION 2

Story	Load	ΔEX	ΔEY	ΔMX	ΔMY
STORY8	SXN	0,000813		0,0043	
STORY8	SYN		0,002451		0,0129
STORY7	SXN	0,000766		0,0040	
STORY7	SYN		0,002504		0,0131
STORY6	SXN	0,000768		0,0040	
STORY6	SYN		0,002582		0,0136
STORY5	SXP	0,000764		0,0040	
STORY5	SYN		0,002662		0,0140
STORY4	SXP	0,000731		0,0038	
STORY4	SYN		0,002631		0,0138
STORY3	SXP	0,000657		0,0034	
STORY3	SYN		0,002448		0,0129
STORY2	SXP	0,000529		0,0028	
STORY2	SYN		0,002063		0,0108
STORY1	SXP	0,000269		0,0014	
STORY1	SYN		0,001150		0,0060

Tabla 6.7 Derivas máximas - Análisis Estático – edificio Escaleras Emergencia Hospitalización 2 (NEC-11)

Story	Load	ΔEX	ΔEY	ΔMX	ΔMY
STORY8	SPECXNEC11	0,000613		0,0032	
STORY8	SPECYNEC11		0,001855		0,0097
STORY7	SPECXNEC11	0,000573		0,0030	
STORY7	SPECYNEC11		0,001865		0,0098
STORY6	SPECXNEC11	0,000573		0,0030	
STORY6	SPECYNEC11		0,001913		0,0100
STORY5	SPECXNEC11	0,000571		0,0030	
STORY5	SPECYNEC11		0,001975		0,0104
STORY4	SPECXNEC11	0,000544		0,0029	
STORY4	SPECYNEC11		0,001952		0,0102
STORY3	SPECXNEC11	0,000485		0,0025	
STORY3	SPECYNEC11		0,001821		0,0096
STORY2	SPECXNEC11	0,000388		0,0020	
STORY2	SPECYNEC11		0,001548		0,0081
STORY1	SPECXNEC11	0,000197		0,0010	
STORY1	SPECYNEC11		0,000878		0,0046

Tabla 6.8 Derivas máximas - Análisis Dinámico - edificio Escaleras Emergencia Hospitalización 2 (NEC-11)

Obstetricia

Story	Load	Δ_{EX}	Δ_{EY}	Δ_{MX}	Δ_{MY}
STORY2	SXN	0,004045		0,0182	
STORY2	SYP		0,004426		0,0199
STORY1	SXN	0,003890		0,0175	
STORY1	SYP		0,003932		0,0177

Tabla 6.9 Derivas máximas - Análisis Estático - edificio Obstetricia (NEC-11)

Story	Load	Δ_{EX}	Δ_{EY}	Δ_{MX}	Δ_{MY}
STORY2	SPECXNEC11	0,004104		0,0185	
STORY2	SPECYNEC11		0,004171		0,0188
STORY1	SPECXNEC11	0,003512		0,0158	
STORY1	SPECYNEC11		0,003311		0,0149

Tabla 6.10 Derivas máximas - Análisis Dinámico - edificio Obstetricia (NEC-11)

C. QUIRURGICO

Story	Load	Δ_{EX}	Δ_{EY}	Δ_{MY}	Δ_{MX}
STORY2	SXP	0,002042		0,0092	
STORY2	SYP		0,002329		0,0105
STORY1	SXP	0,001866		0,0084	
STORY1	SYP		0,002045		0,0092

Tabla 6.11 Derivas máximas - Análisis Estático - edificio C. Quirúrgico (NEC-11)

Story	Load	Δ_{EX}	Δ_{EY}	Δ_{MY}	Δ_{MX}
STORY2	SPECXNEC11	0,002119		0,0095	
STORY2	SPECYNEC11		0,002393		0,0108
STORY1	SPECXNEC11	0,001721		0,0077	
STORY1	SPECYNEC11		0,001876		0,0084

Tabla 6.12 Derivas máximas - Análisis Dinámico - edificio C. Quirúrgico (NEC-11)

EFFECTOS P - Δ (NEC-11)

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i} \quad (ec. 6. x)$$

Donde:

Q_i =Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i = Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

Δ_i = Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i = Cortante sísmico del piso i

h_i = Altura del piso i considerado

- Los efectos $P-\Delta$ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad Q_i , es menor a 0.10.
- Cuando Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismo-resistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado, estructuras de acero, madera o mampostería, acordes con la filosofía de diseño de la presente norma.
- Para considerar el efecto $P-\Delta$ en la dirección bajo estudio, y cuando se cumple que $0.1 < Q_i < 0.3$, tanto las derivas de piso calculada, ΔE_i , como las fuerzas internas y los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño, se multiplicaran por un factor de mayoración $f_{P-\Delta}$ determinado por:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad (ec. 6. x)$$

HOSPITALIZACIÓN 2

N°	m	Ton	Vi	Pi	Δi	Qi
8,00	30,72	63,28	35,59	63,28	0,004096	0,0002
7,00	27,72	1.457,67	734,61	1.520,95	0,004787	0,0004
6,00	23,76	1.410,31	602,65	2.931,26	0,005292	0,0011
5,00	19,80	1.410,31	495,77	4.341,57	0,005366	0,0024
4,00	15,84	1.515,74	419,72	5.857,31	0,005333	0,0047
3,00	11,88	1.515,74	308,56	7.373,05	0,004850	0,0098
2,00	7,92	1.410,31	185,92	8.783,36	0,003784	0,0226
1,00	3,96	1.335,69	83,90	10.119,05	0,001793	0,0546

Tabla 6.13 Cálculo índice de estabilidad - edificio Hospitalización 2 (NEC-11)

Podemos ver entonces que en todas las estructuras y en todos los niveles el índice de estabilidad Qi es menor a 0.10 por lo que concluimos que no es necesario considerar efectos P- Δ .

ESCALERA- EMERGENCIAS-HOSPITALIZACION 2

N°	m	Ton	Vi	Pi	Δi	Qi
8,00	30,72	18,42	9,49	18,42	0,003433	0,0002
7,00	27,72	22,49	10,38	40,91	0,003510	0,0005
6,00	23,76	22,49	8,80	63,40	0,003627	0,0011
5,00	19,80	22,49	7,24	85,89	0,003747	0,0022
4,00	15,84	22,49	5,70	108,38	0,003714	0,0045
3,00	11,88	22,49	4,19	130,87	0,003467	0,0091
2,00	7,92	22,49	2,72	153,36	0,002941	0,0209
1,00	3,96	22,49	1,29	175,85	0,001661	0,0572

Tabla 6.14 Cálculo índice de estabilidad - edificio Escaleras de Emergencia Hospitalización 2 (NEC-11)

Podemos ver entonces que en todas las estructuras y en todos los niveles el índice de estabilidad Qi es menor a 0.10 por lo que concluimos que no es necesario considerar efectos P- Δ .

OBSTRETRICIA

N°	m	Ton	Vi	Pi	Δ_i	Qi
2,00	7,92	913,72	283,79	913,72	0,00267	0,0011
1,00	3,96	1.435,71	222,95	2.349,43	0,00165	0,0044

Tabla 6.15 Calculo índice de estabilidad - edificio Obstetricia (NEC-11)

Podemos ver entonces que en todas las estructuras y en todos los niveles el índice de estabilidad Qi es menor a 0.10 por lo que concluimos que no es necesario considerar efectos P- Δ .

C. QUIRÚRGICO

N°	m	Ton	Vi	Pi	Δ_i	Qi
2,00	7,92	913,72	306,94	913,72	0,003421	0,0013
1,00	3,96	1.435,71	392,02	2.349,43	0,002879	0,0044

Tabla 6.16 Calculo índice de estabilidad - edificio C. Quirúrgico (NEC-11)

Podemos ver entonces que en todas las estructuras y en todos los niveles el índice de estabilidad Qi es menor a 0.10 por lo que concluimos que no es necesario considerar efectos P- Δ .

6.1.1 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL SEGÚN EL ACI 318-08

El diseño de la estructura se lo hará con el ACI318-08, en el mismo que constan las diferentes combinaciones de cargas para el diseño, las mismas que se exponen a continuación.

$$U0 = 1,4 * D$$

$$U1 = 1,2 * D + 1,6L$$

$$U2 = 1,2 * D + 1,0 * L + 1,4 * Ex$$

$$U3 = 1,2 * D + 1,0 * L - 1,4 * Ex$$

$$U4 = 1,2 * D + 1,0 * L + 1,4 * Ey$$

$$U5 = 1,2 * D + 1,0 * L - 1,4 * Ey$$

$$U6 = 0,9 * D + 1,4 * Ex$$

$$U7 = 0,9 * D - 1,4 * Ex$$

$$U8 = 0,9 * D + 1,4 * Ey$$

$$U9 = 0,9 * D - 1,4 * Ey$$

Acero de refuerzo en pórticos del edificios en cm²

HOSPITALIZACIÓN 2

Eje Y

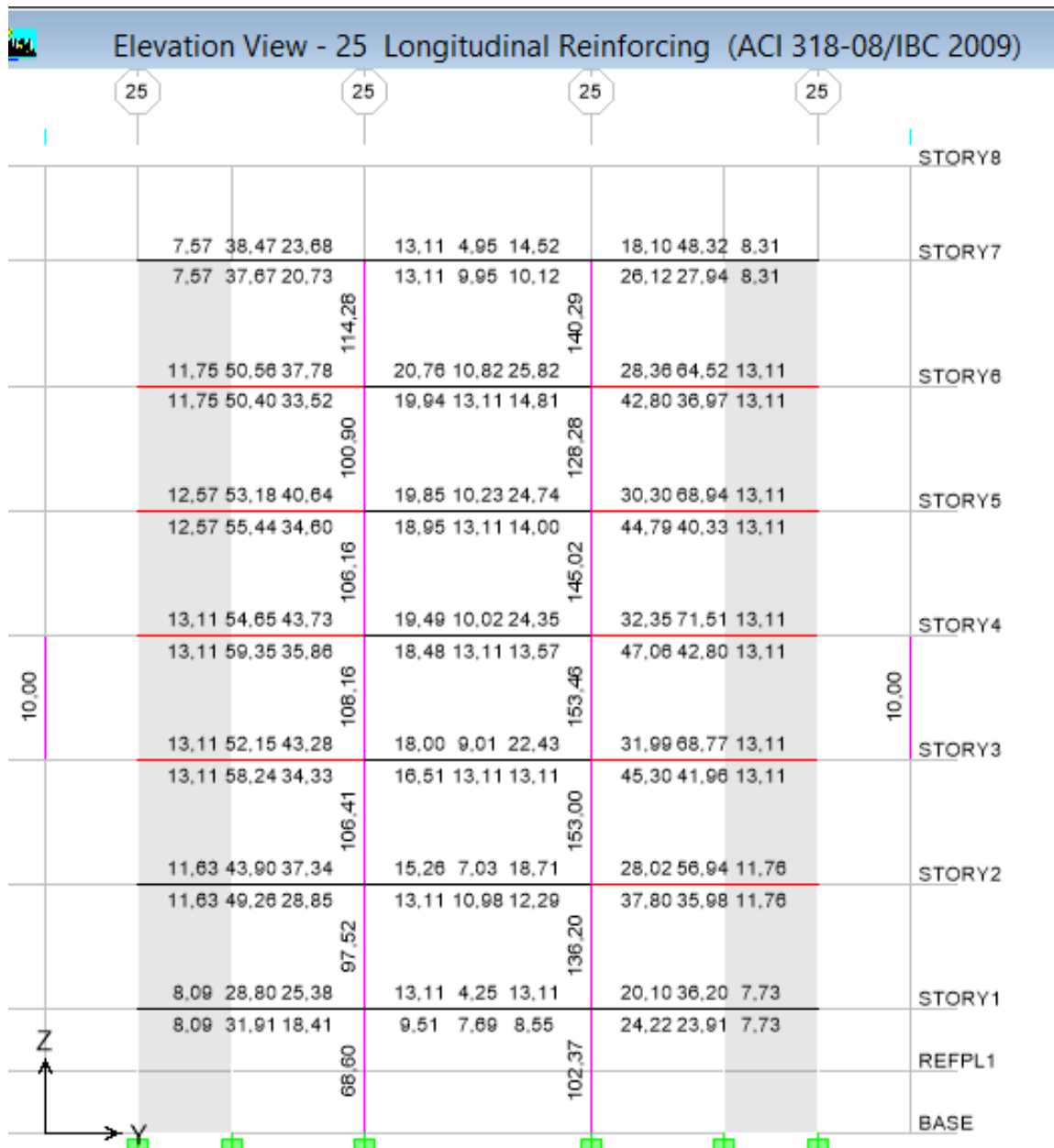


Fig. 6.17 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 25 – Hospitalización 2- (NEC-11)

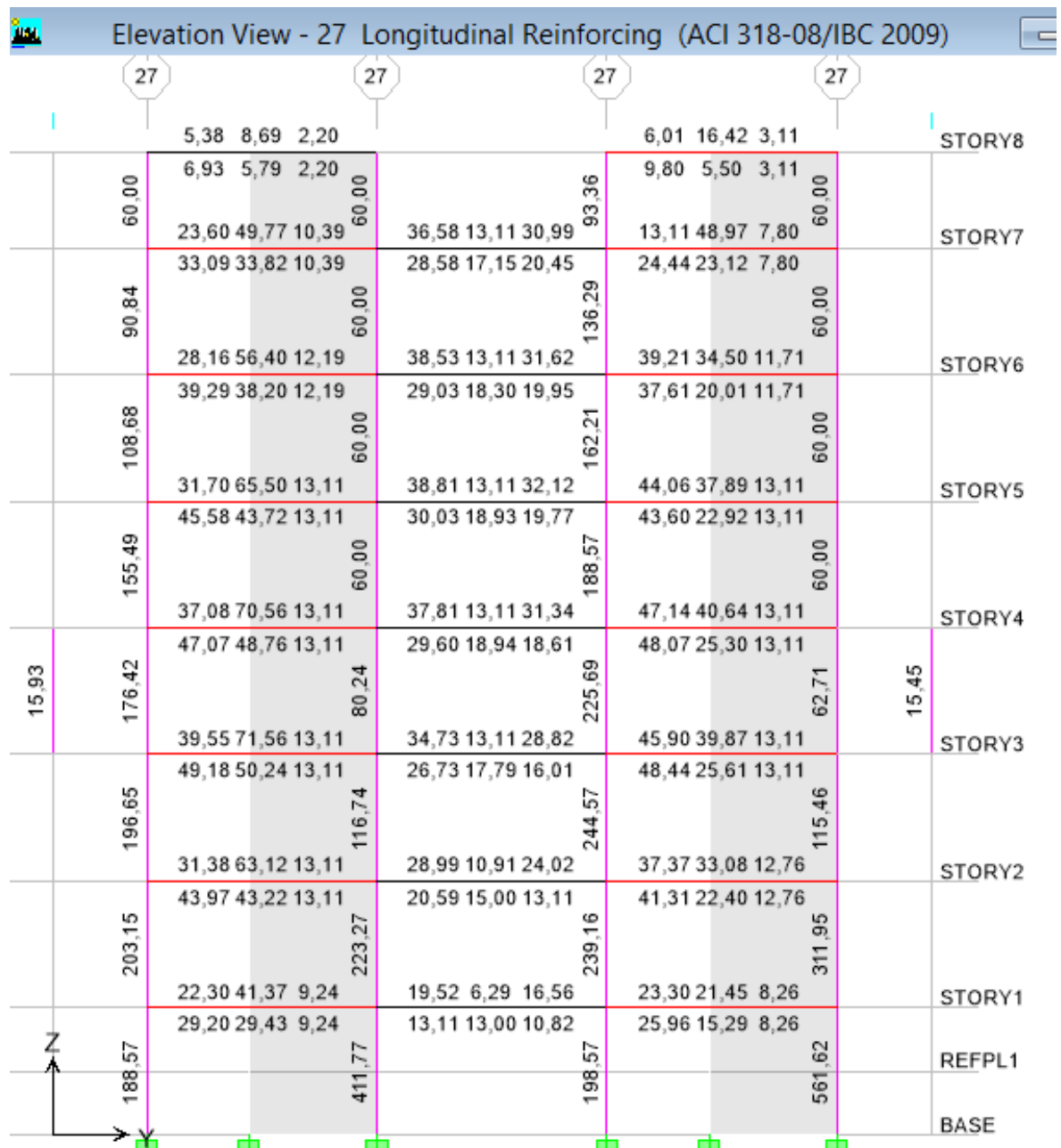


Fig. 6.19 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 27 – Hospitalización 2- (NEC-11)

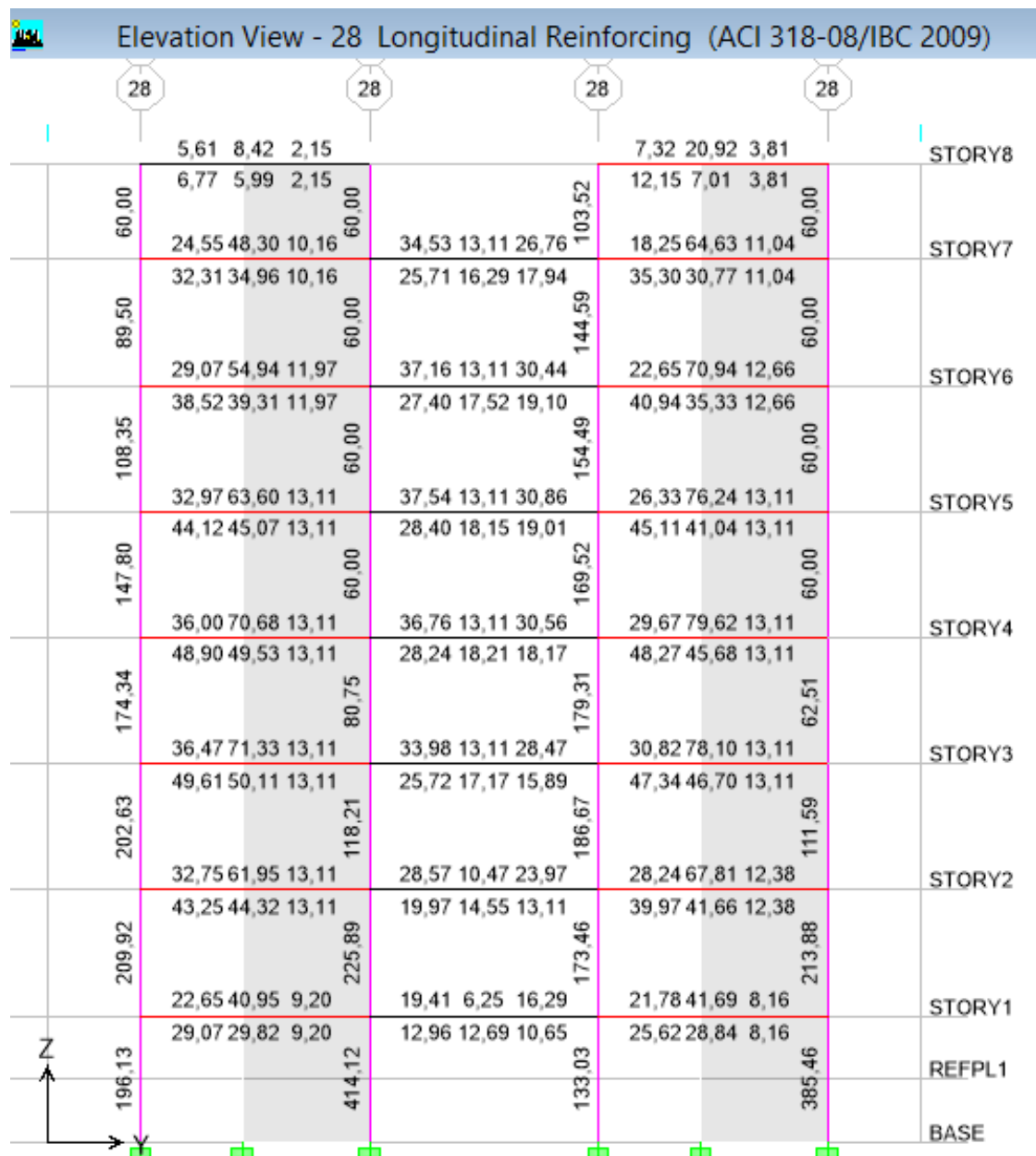


Fig. 6.20 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 28 – Hospitalización 2- (NEC-11)

Eje X

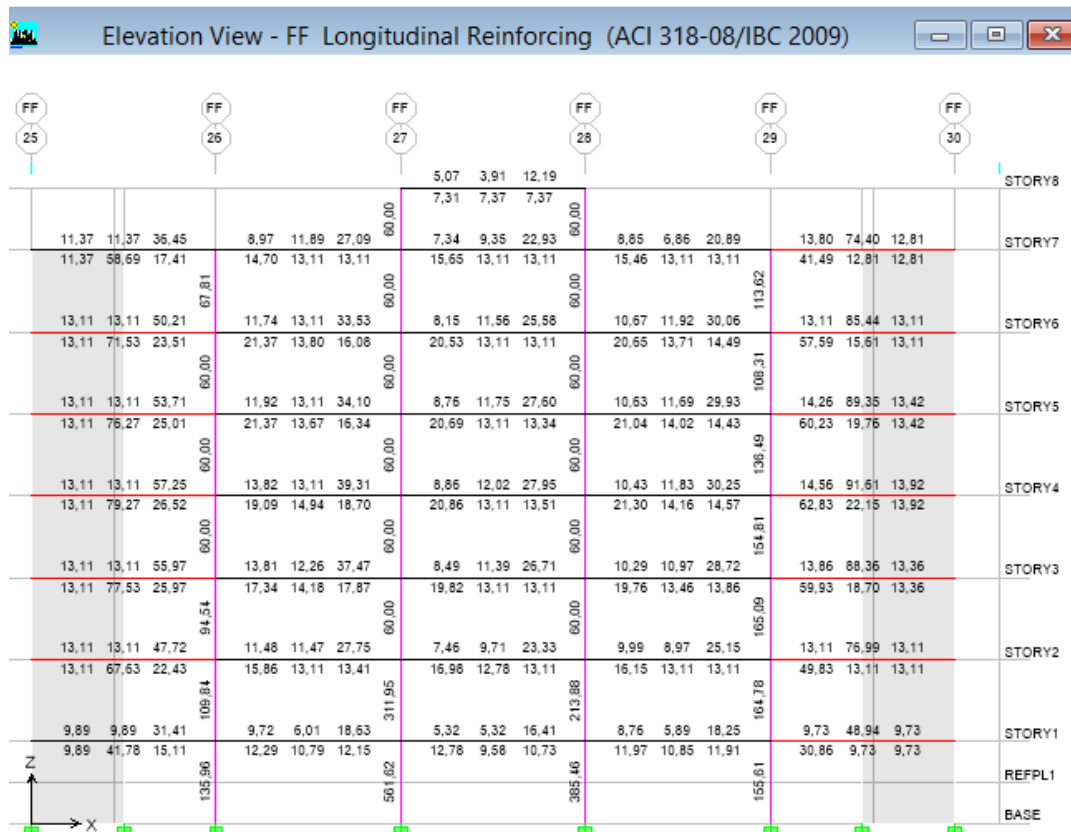


Fig. 6.21 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico FF – Hospitalización 2- (NEC-11)

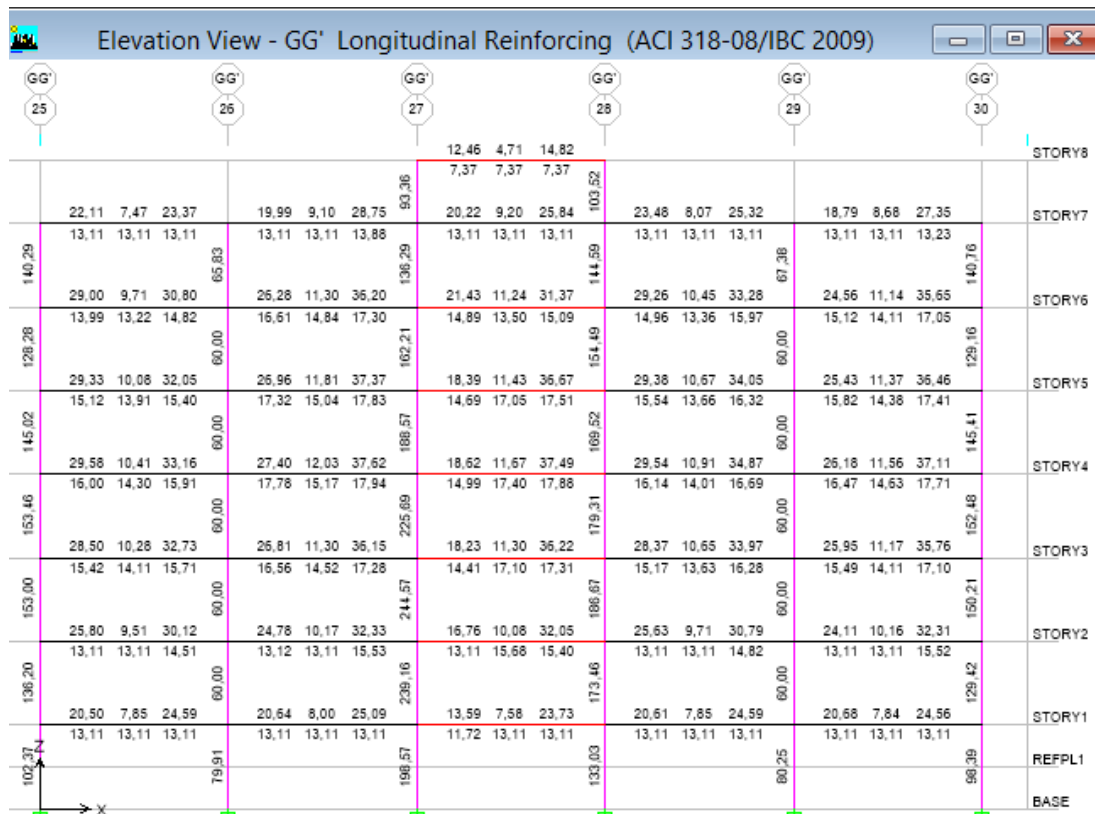


Fig. 6.22 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico GG – Hospitalización 2- (NEC-11)

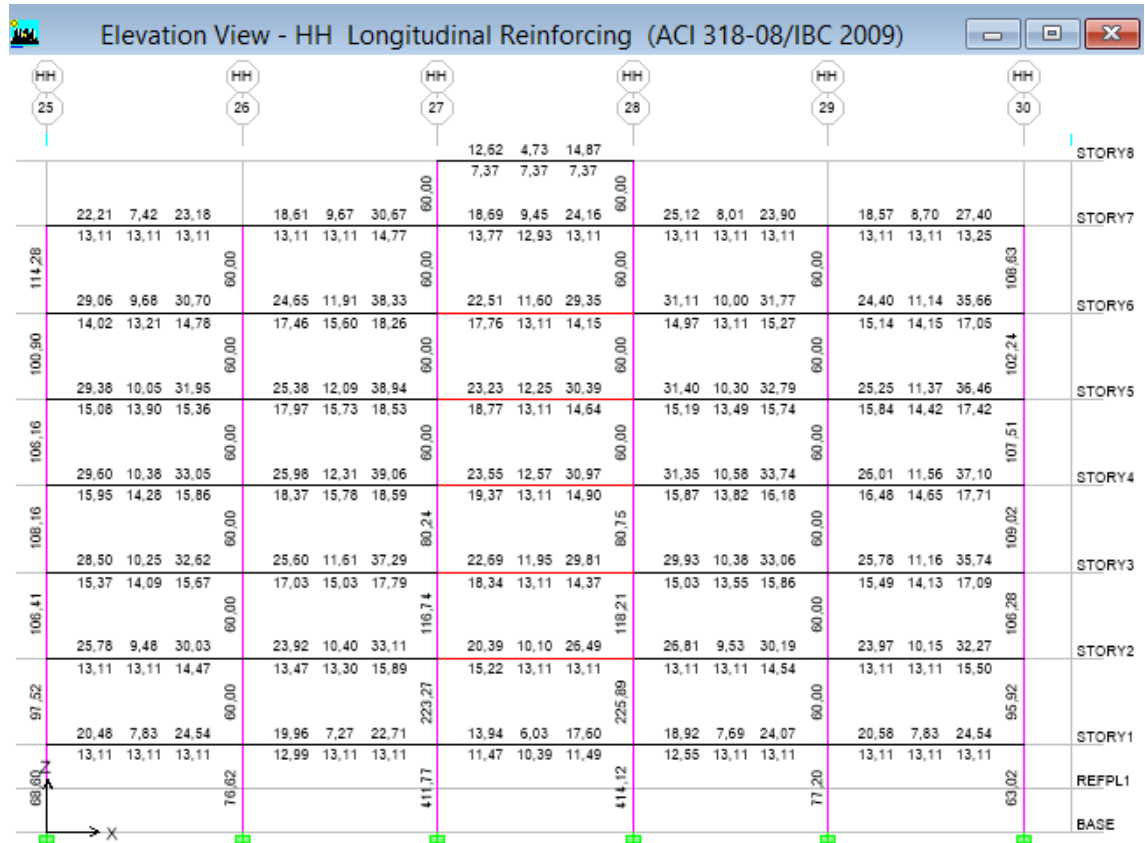


Fig. 6.23 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico HH – Hospitalización 2- (NEC-11)

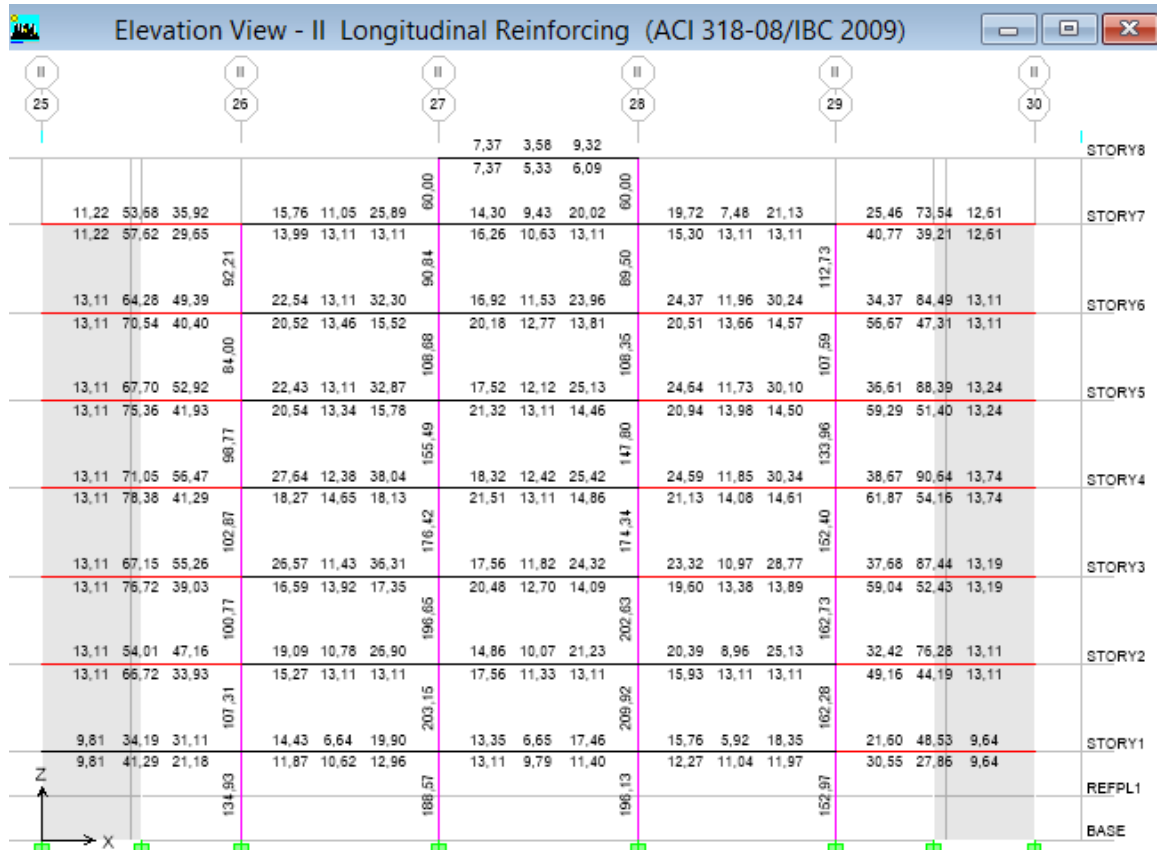


Fig. 6.24 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico II – Hospitalización 2- (NEC-11)

ESCALERAS – EMERGENCIA - HOSPITALIZACIÓN 2

Eje X

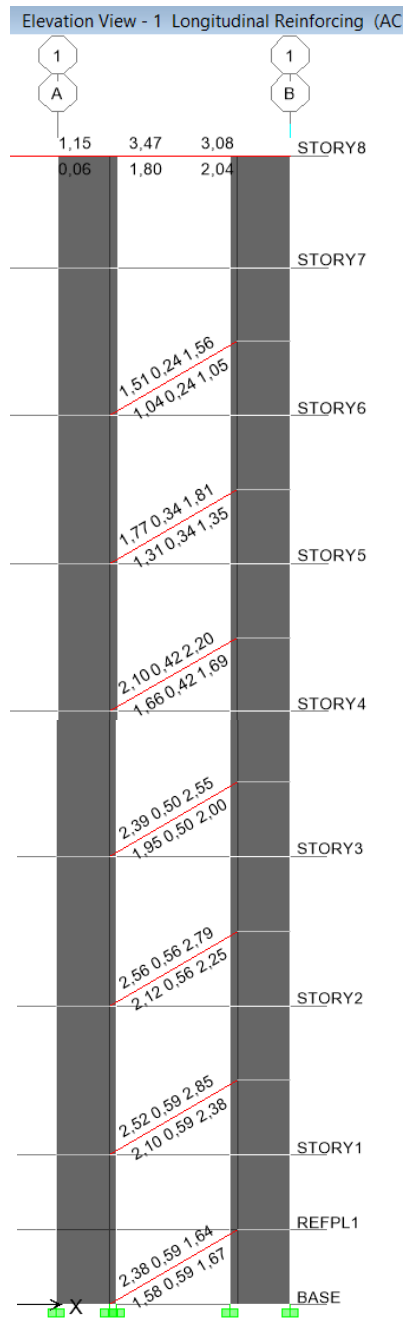


Fig. 6.25 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 1 – Escaleras de Emergencia Hospitalización 2- (NEC-11)

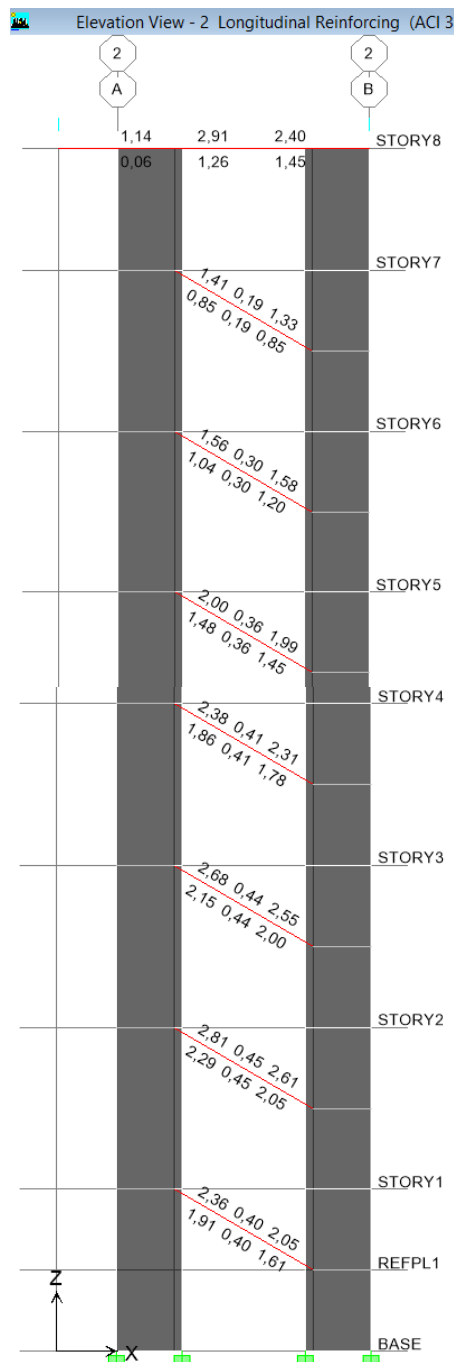


Fig. 6.26 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 2 – Escaleras de Emergencia Hospitalización 2- (NEC-11)

Eje Y

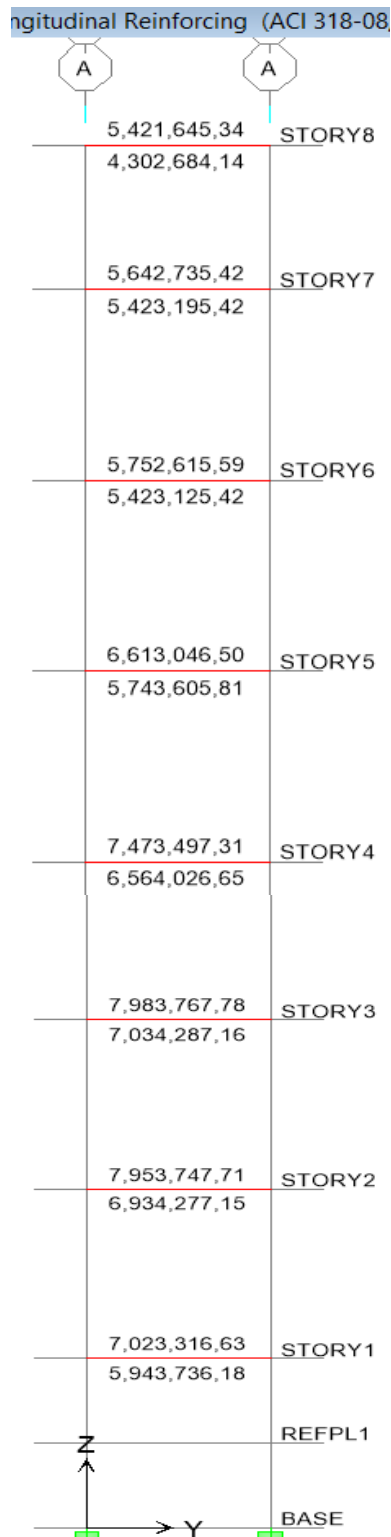


Fig. 6.27 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico A – Escaleras de Emergencia Hospitalización 2- (NEC-11)

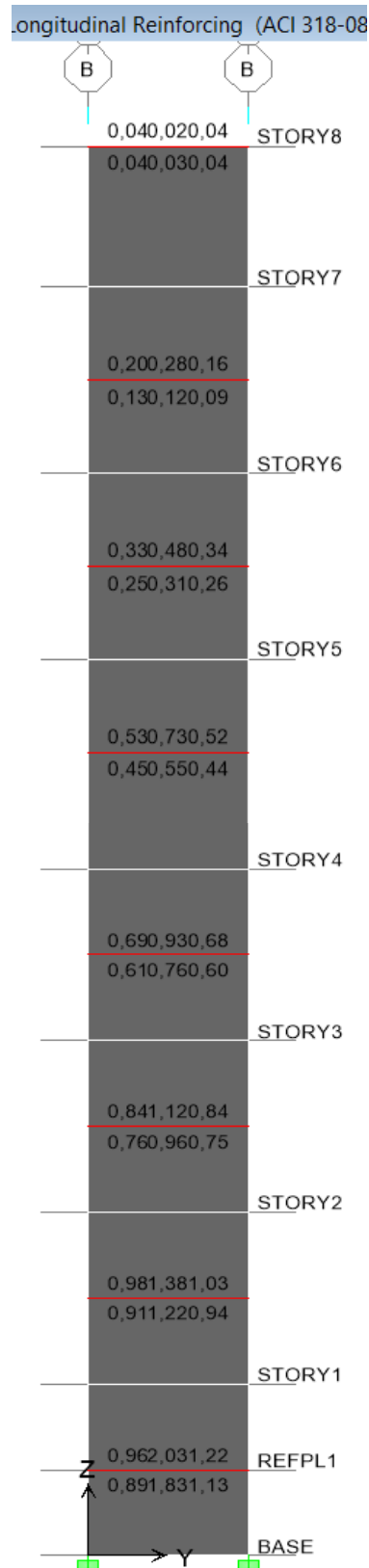


Fig. 6.28 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico B – Escaleras de Emergencia Hospitalización 2- (NEC-11)

OBSTETRICIA

EJE Y

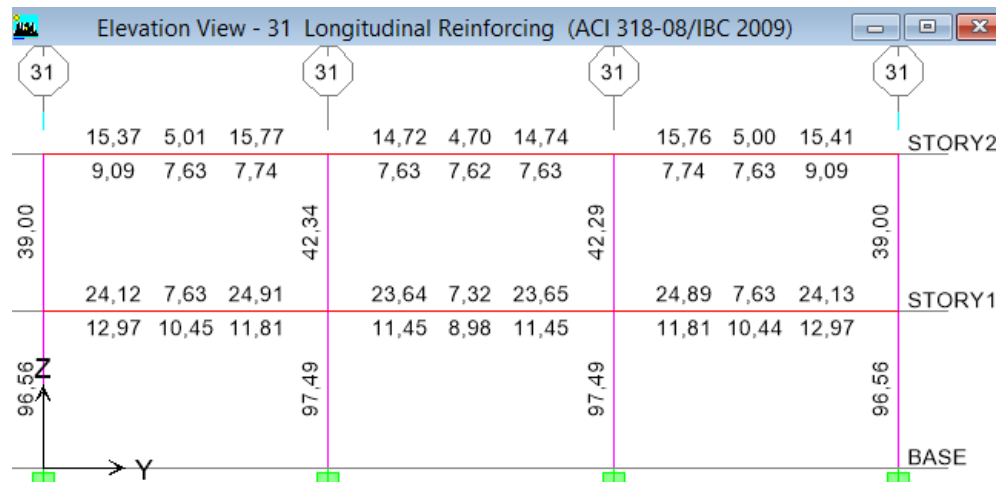


Fig. 6.29 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 31 – Obstetricia- (NEC-11)

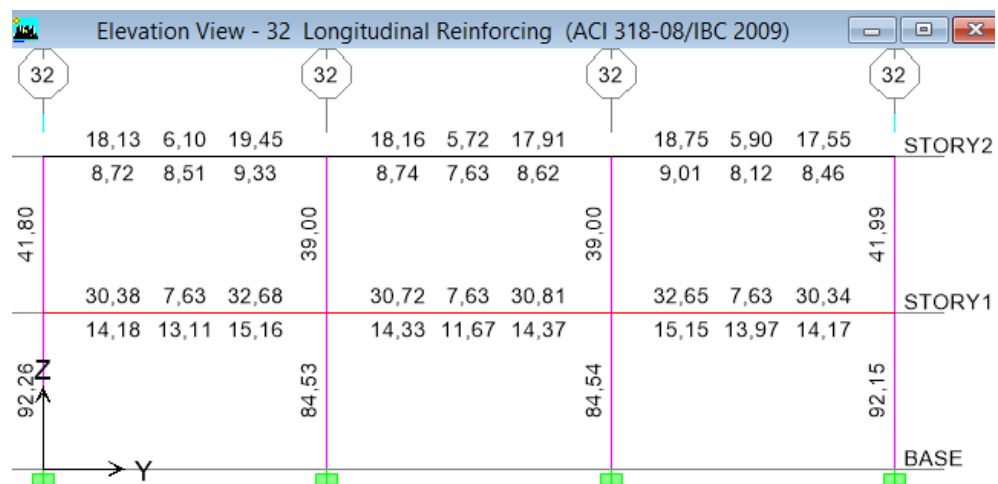


Fig. 6.30 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 32 – Obstetricia- (NEC-11)

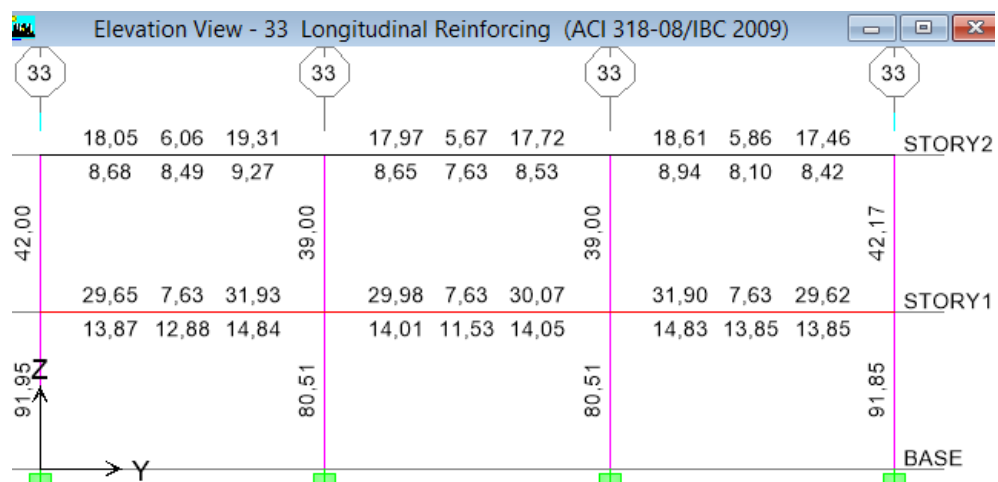


Fig. 6.31 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 33 – Obstetricia- (NEC-11)

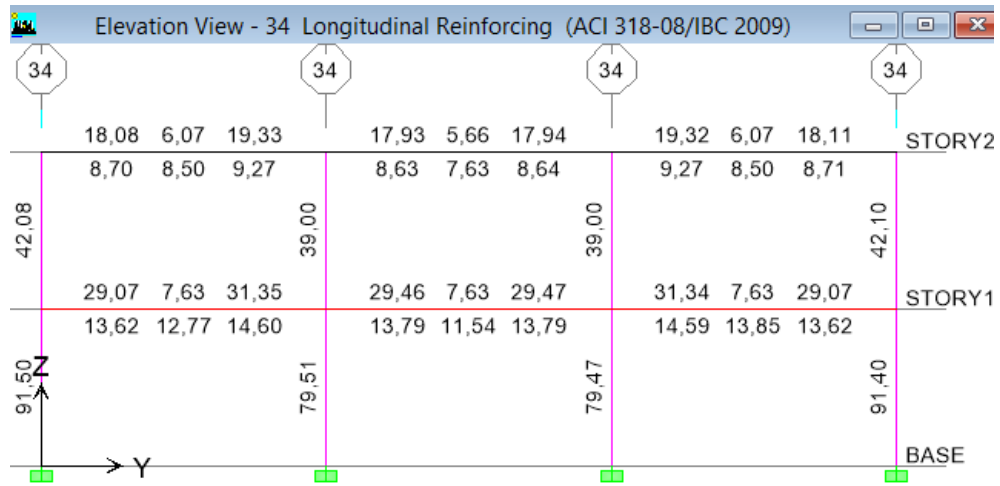


Fig. 6.32 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 34 – Obstetricia- (NEC-11)

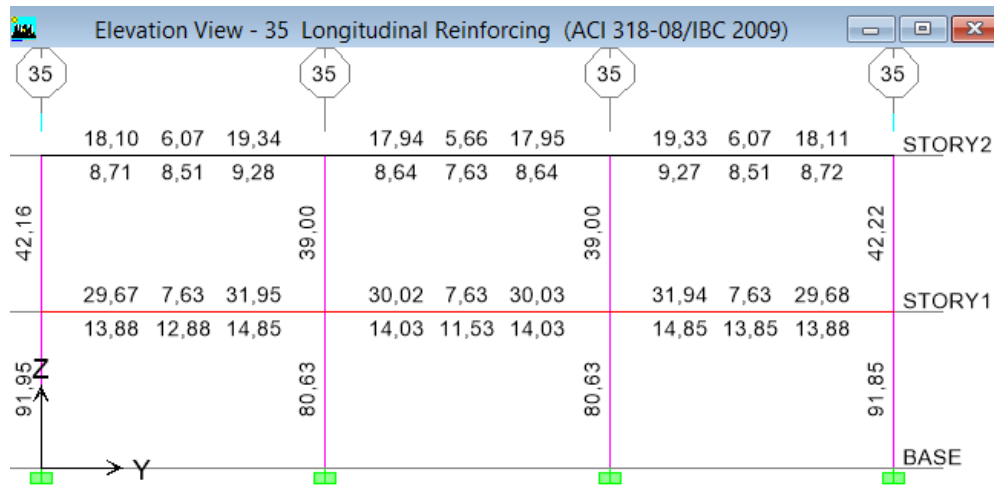


Fig. 6.33 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 35 – Obstetricia - (NEC-11)

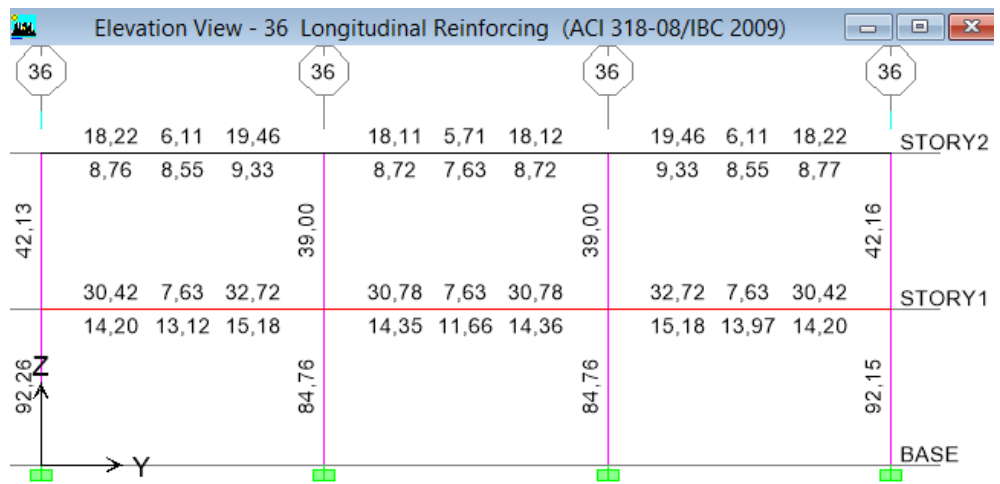


Fig. 6.34 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 36 – Obstetricia - (NEC-11)

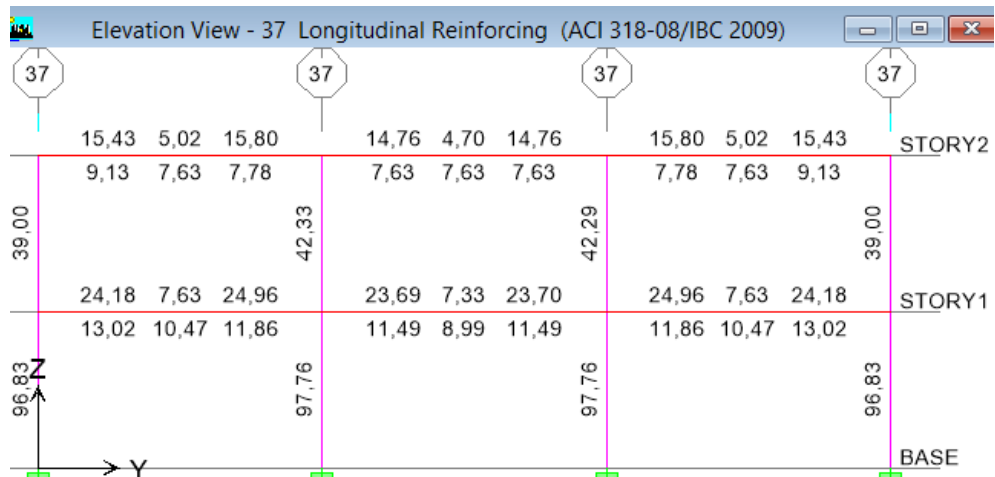


Fig. 6.35 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 37 – Obstetricia - (NEC-11)

EJE Y

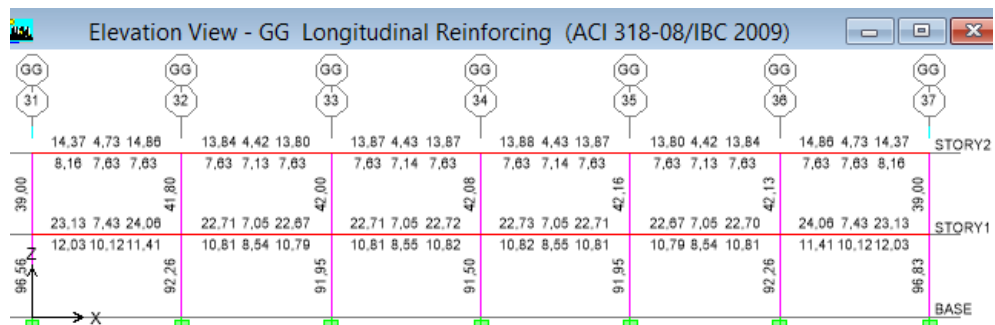


Fig. 6.36 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico GG – Obstetricia - (NEC-11)

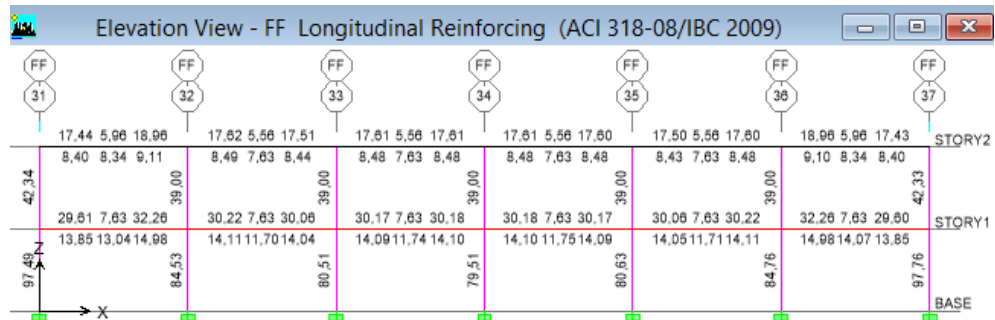


Fig. 6.37 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico FF – Obstetricia - (NEC-11)

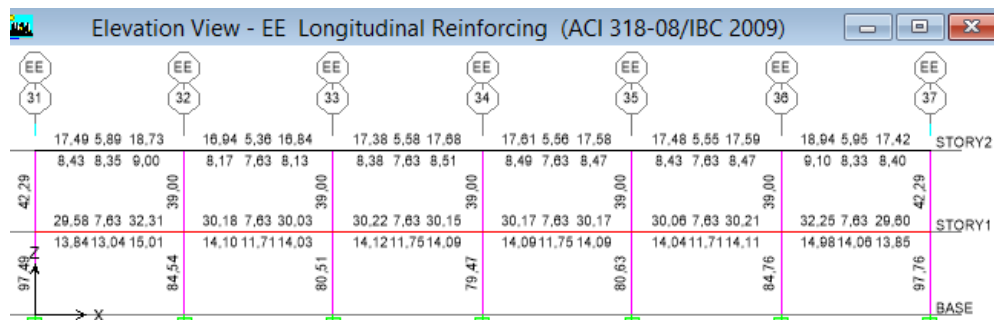


Fig. 6.38 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico EE – Obstetricia - (NEC-11)

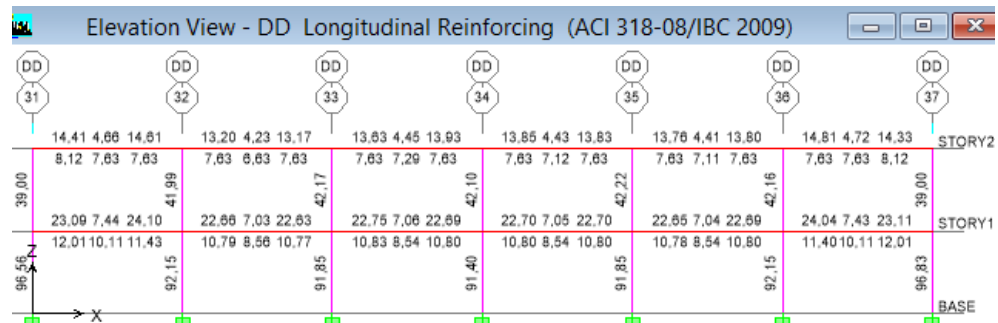


Fig. 6.39 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico DD – Obstetricia - (NEC-11)

C. QUIRURGICO

EJE Y

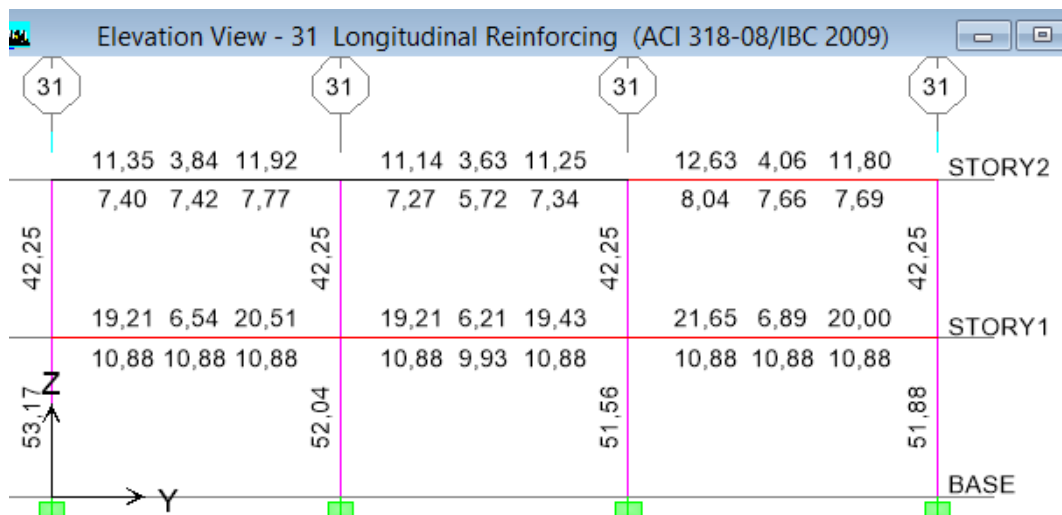


Fig. 6.40 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 31 – C. Quirúrgico- (NEC-11)

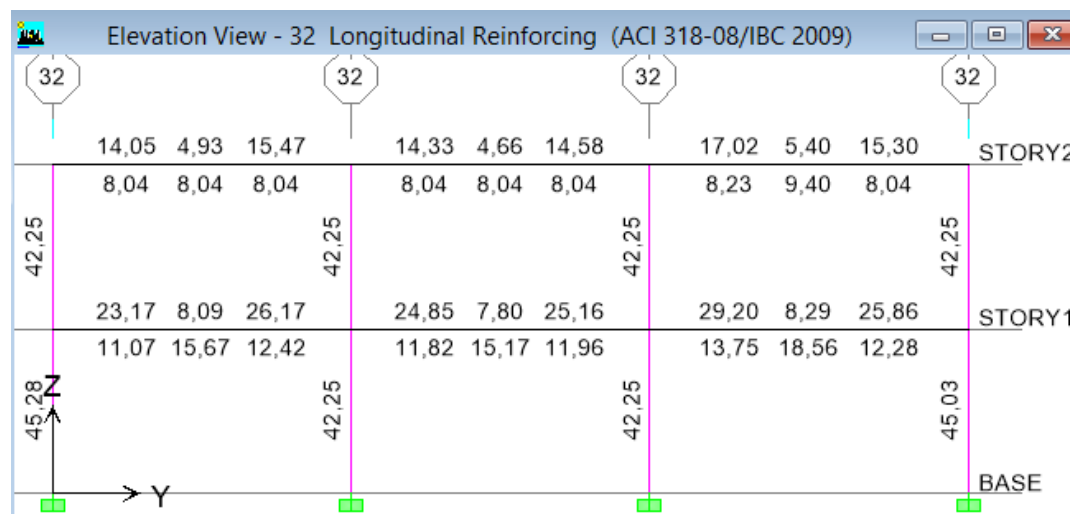


Fig. 6.41 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 32 – C. Quirúrgico- (NEC-11)

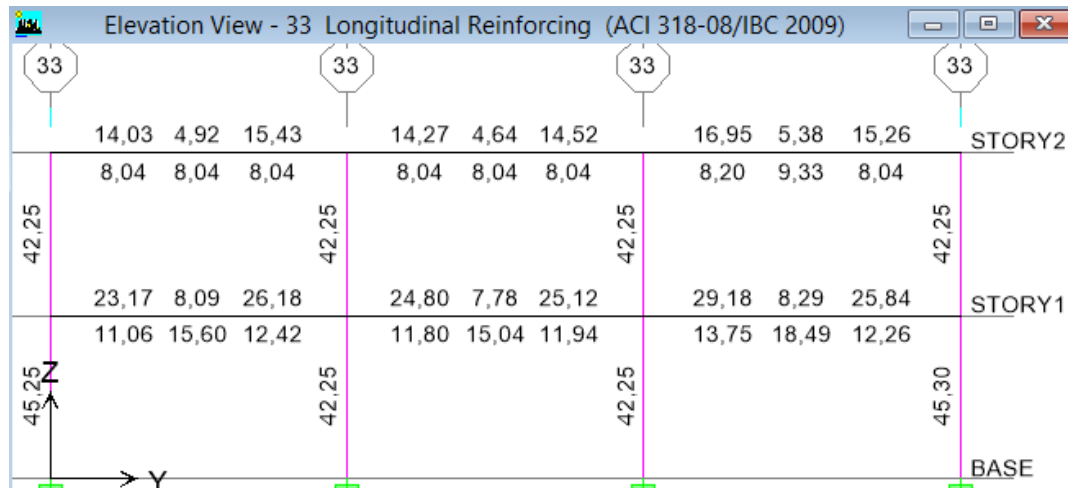


Fig. 6.42 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 33 – C. Quirúrgico- (NEC-11)

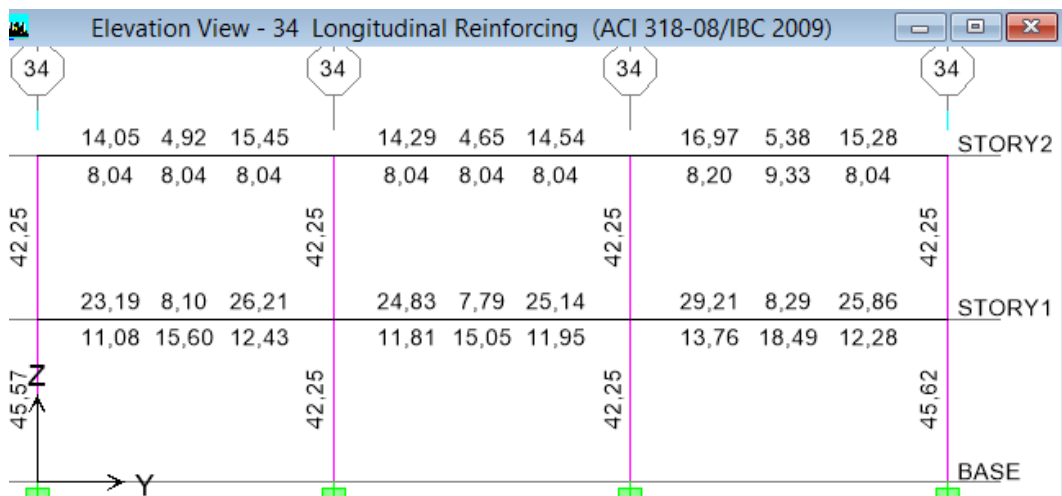


Fig. 6.43 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 34 – C. Quirúrgico- (NEC-11)

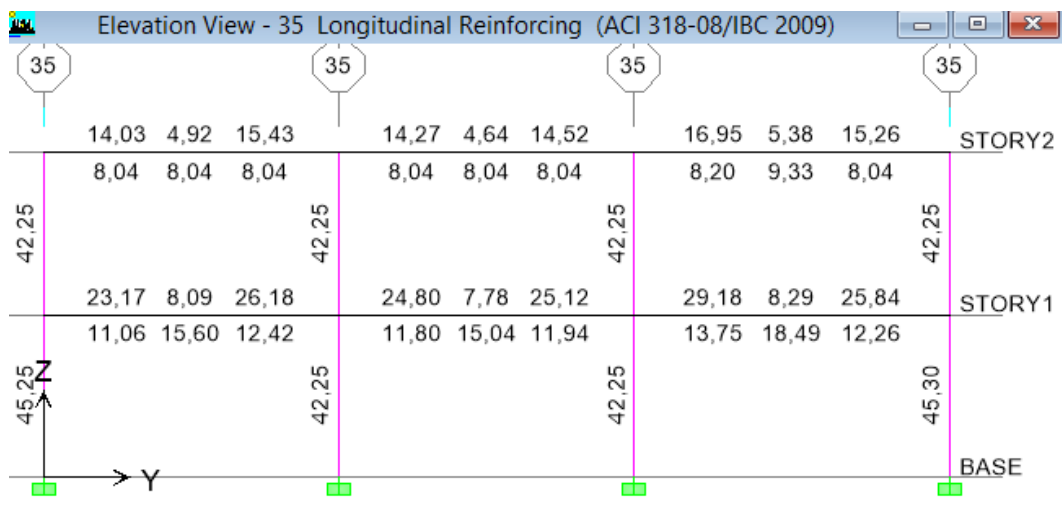


Fig. 6.44 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 35 – C. Quirúrgico- (NEC-11)

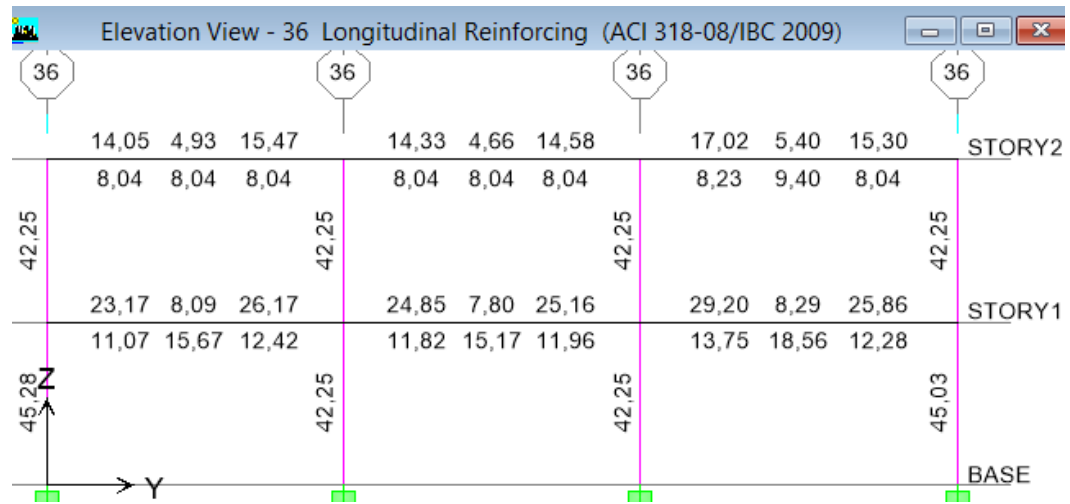


Fig. 6.45 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 36 – C. Quirúrgico- (NEC-11)

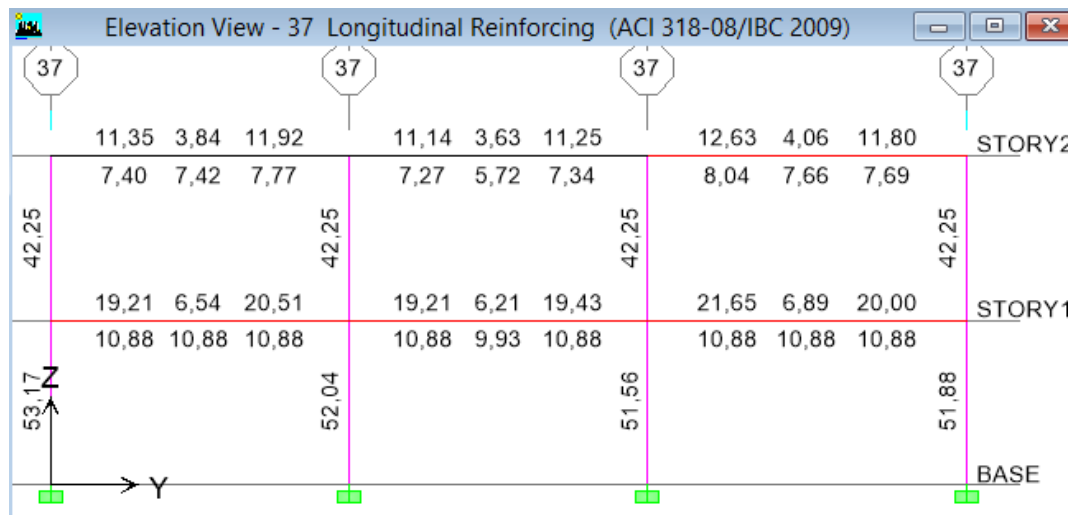


Fig. 6.46 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 37 – C. Quirúrgico- (NEC-11)

EJE Y

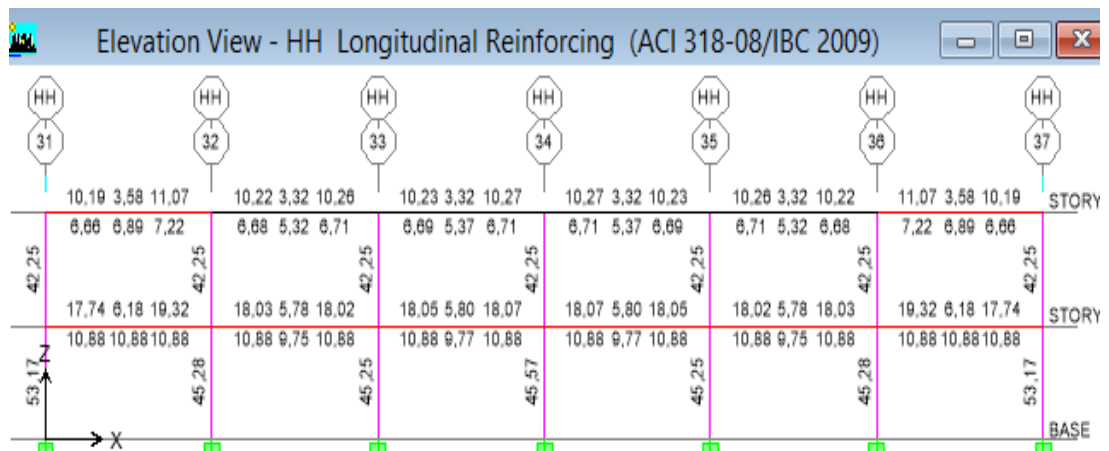


Fig. 6.47 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico HH – C. Quirúrgico- (NEC-11)

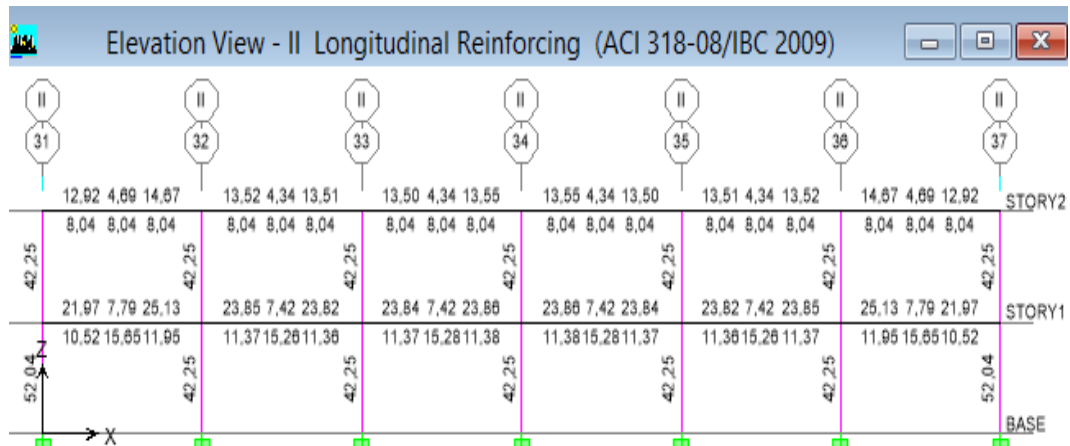


Fig. 6.48 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico II – C. Quirúrgico- (NEC-11)

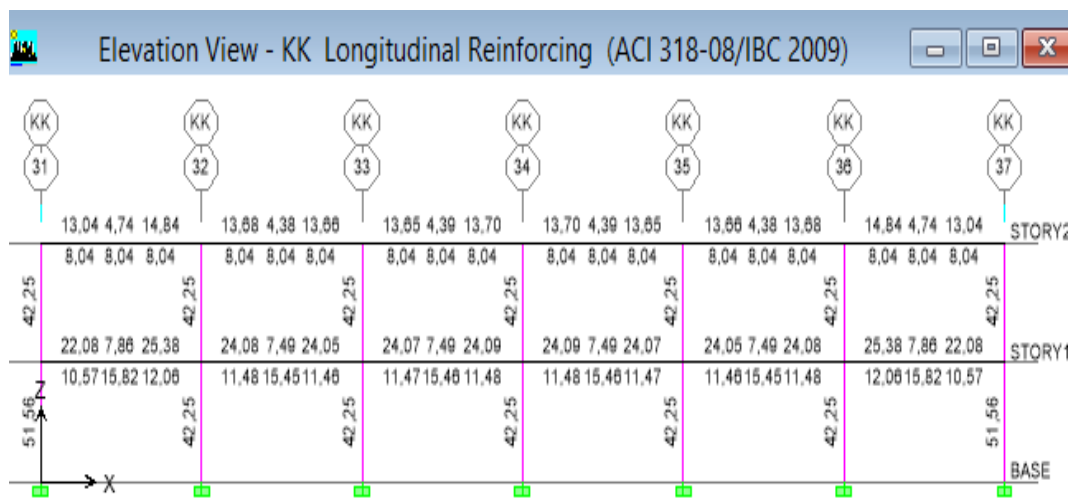


Fig. 6.49 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico KK – C. Quirúrgico- (NEC-11)

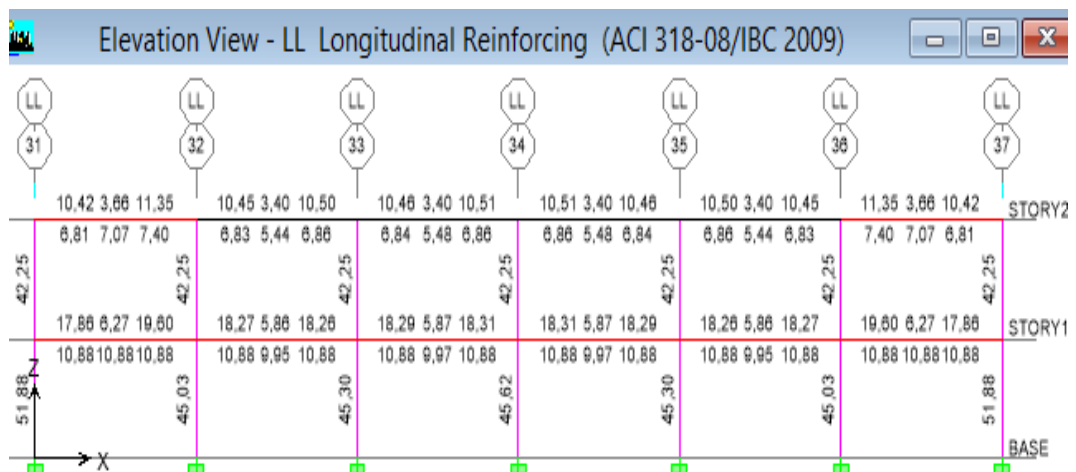


Fig. 6.50 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico LL – C. Quirúrgico- (NEC-11)

6.2 MODELO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL SEGÚN LA CEC-2002

La modelación de la estructura de base fija se hizo en forma detallada considerando todos los elementos de la estructura, incluyendo también las escaleras para obtener un efecto más real en su comportamiento.

Se consideró la base del edificio empotrada al suelo. Para el sistema que conforman los pórticos se utilizaron elementos tipo frame con sus respectivas secciones según el pre diseño, para las losas de cada nivel se modeló los nervios como frames y la loseta como un elemento área con sus respectivas dimensiones, además se utilizó el comando constrain para simular el efecto de rigidez entre los diferentes elementos que conforman la losa y la resistencia suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos y subestructura verticales resistentes. Para modelar los diafragmas se utilizó un elemento área tipo Shell el cual posteriormente fue dividido en secciones con el comando editarea para un mejor análisis.

Las cargas que son necesarias para el análisis modal se consideran a través de los elementos, es decir, el programa calcula el peso propio de cada uno de ellos, más una sobrecarga resultante del análisis de cargas en la que se incluye CV y CM aplicadas por medio del comando área loads (cargas por área) y no de puntos o frames en los cuales se concentre estas propiedades, esto por considerar la primera opción más real.

Para la carga sísmica en la estructura convencional, se utilizó dos tipos de métodos el primero un análisis modal espectral y el segundo un análisis estático, ambos contemplados en la norma CEC-2002. En el primer caso se ingresó el espectro correspondiente a las características sísmicas de la estructura y para el segundo caso el coeficiente sísmico, realizando el análisis en dos direcciones ortogonales entre sí.

En la figuras 6.51 y 6.54. Se muestra dos vistas tridimensionales representativas de la estructura convencional.

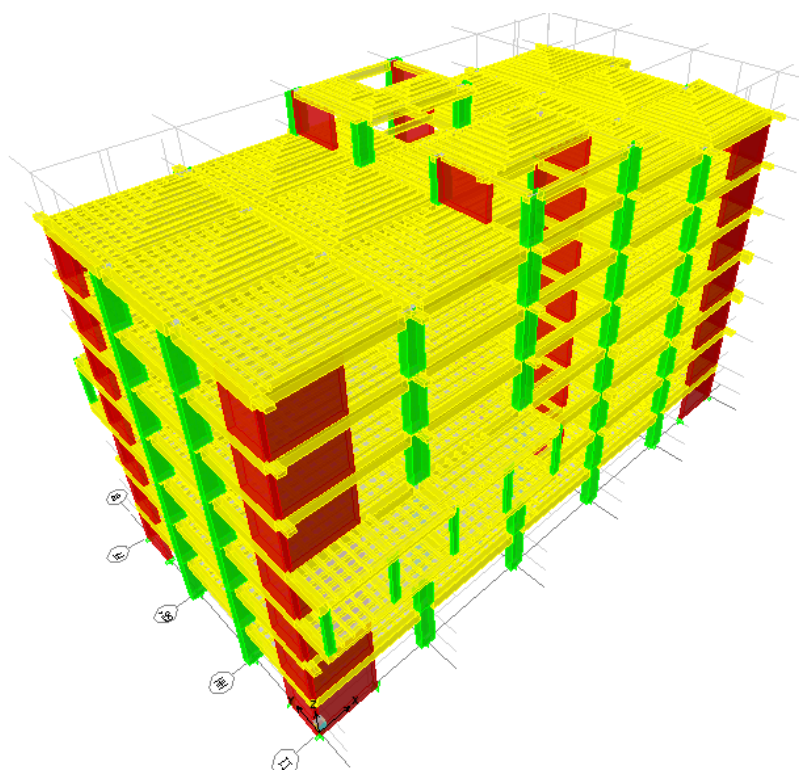


Fig. 6.51 Modelo 3D Hospitalización 2- CEC 2002

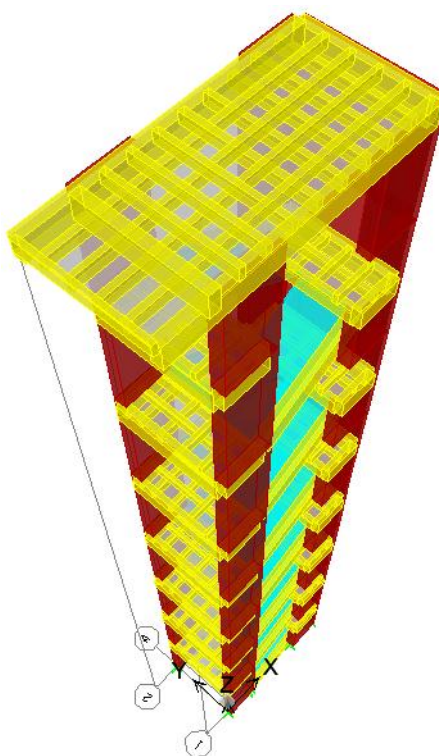


Fig. 6.52 Modelo 3D Escaleras Emergencia Hospitalización 2- CEC 2002

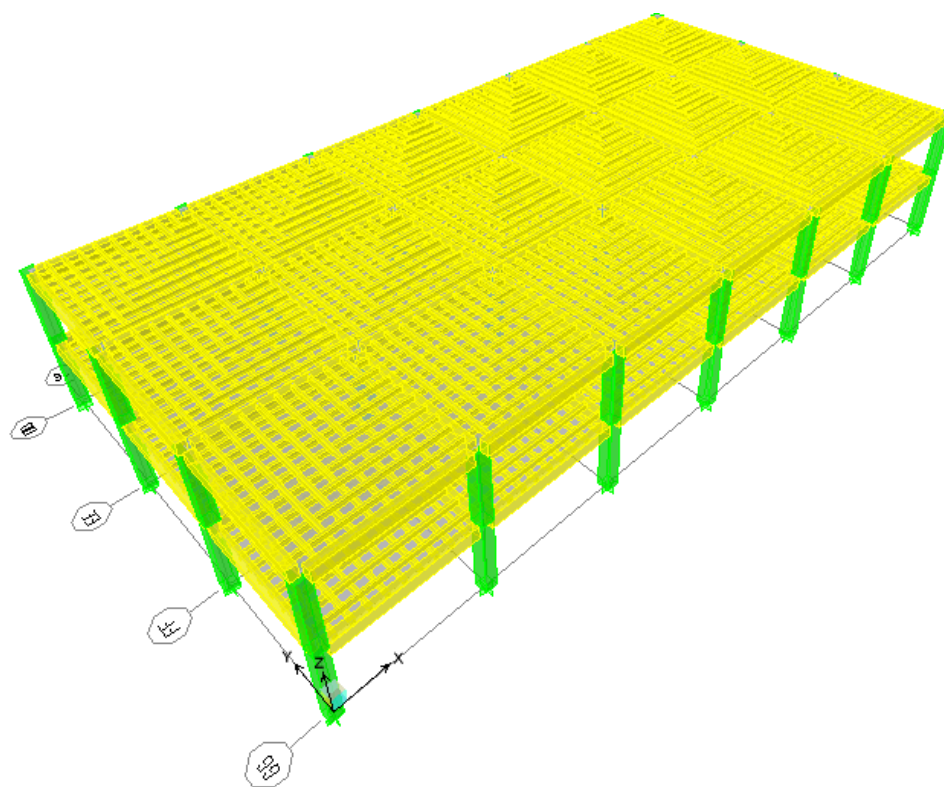


Fig. 6.53 Modelo 3D Obstetricia- CEC2002

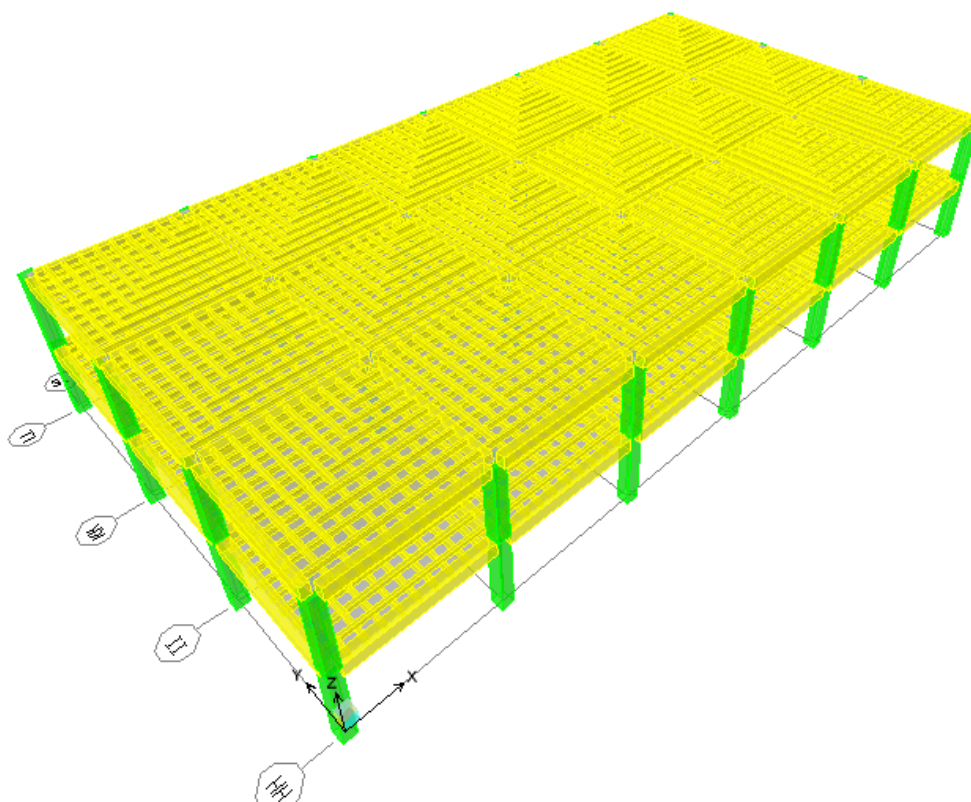


Fig. 6.54 Modelo 3D C. Quirúrgico - CEC 2002

MODOS DE VIBRACIÓN DE LOS MODELOS (CEC2002)

Se presenta un resumen de los resultados entregados por el análisis modal espectral a las estructuras, mostrando los periodos, participación modal, derivas, importantes para ver su tipo de comportamiento sísmico.

HOSPITALIZACIÓN 2

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,8786	71,1597	0,1107	0,0130
2	0,8259	0,1088	71,1778	0,0355
3	0,6610	0,0160	0,0421	71,4394
4	0,2224	17,1621	0,0100	0,0049
5	0,2101	0,0102	16,8902	0,0154
6	0,1658	0,0048	0,0210	17,5883
7	0,1025	5,3074	0,0005	0,0016
8	0,0930	0,0003	6,1788	0,0034
9	0,0777	1,5524	0,0000	0,0018
10	0,0743	0,0002	0,0004	5,7953
11	0,0586	2,3686	0,0024	0,0003
12	0,0571	0,0019	3,0083	0,0004

Tabla 6.17 Periodos y participación modal - edificio Hospitalización 2 (CEC-2002)

En la tabla 6.17 se obtiene que el periodo fundamental de la estructura corresponde a 0,8786 segundos. La participación modal observamos que el modo 1 ocurre en sentido x debido a Ux es mayor que Uy y Rz; el Modo 2 tiene mayor participación en el sentido y; en su Modo 3 tiene una mayor participación modal en el eje z lo que nos indica que es un modo torsional. En la figuras 6.55, 6.56, 6.57 se muestran los modos 1, 2,3 respectivamente:

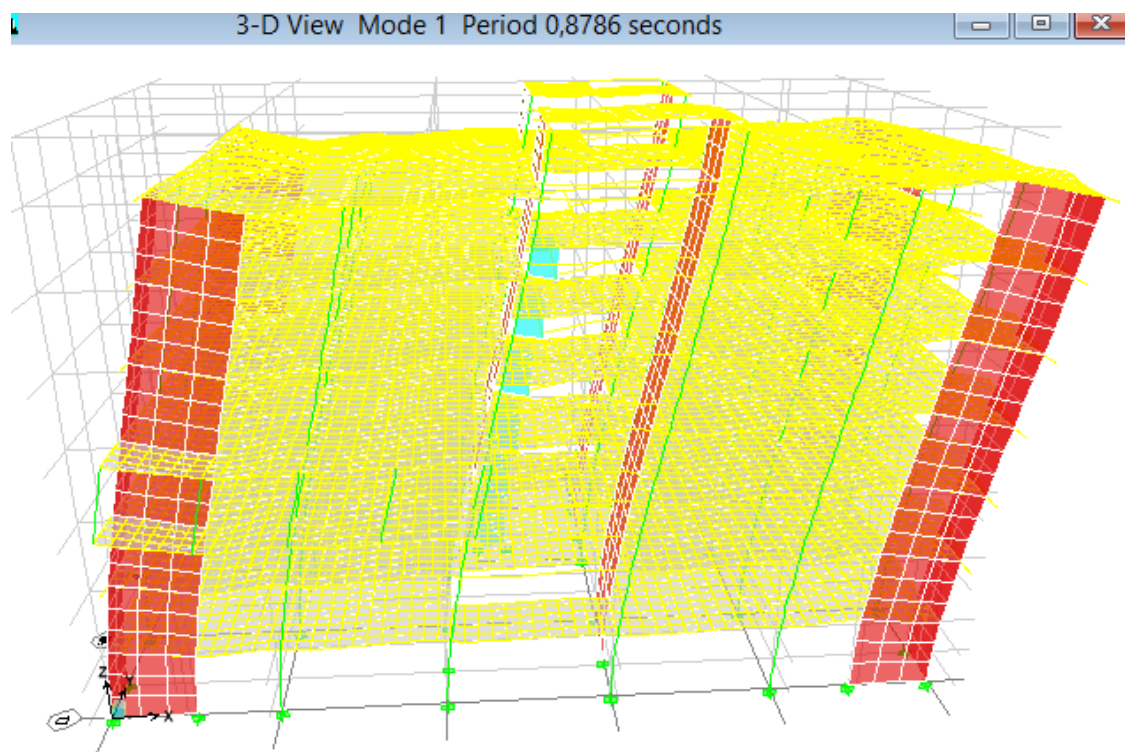


Fig. 6. 55 Modo1 Traslación en sentido X – Hospitalización 2 (CEC-2002)

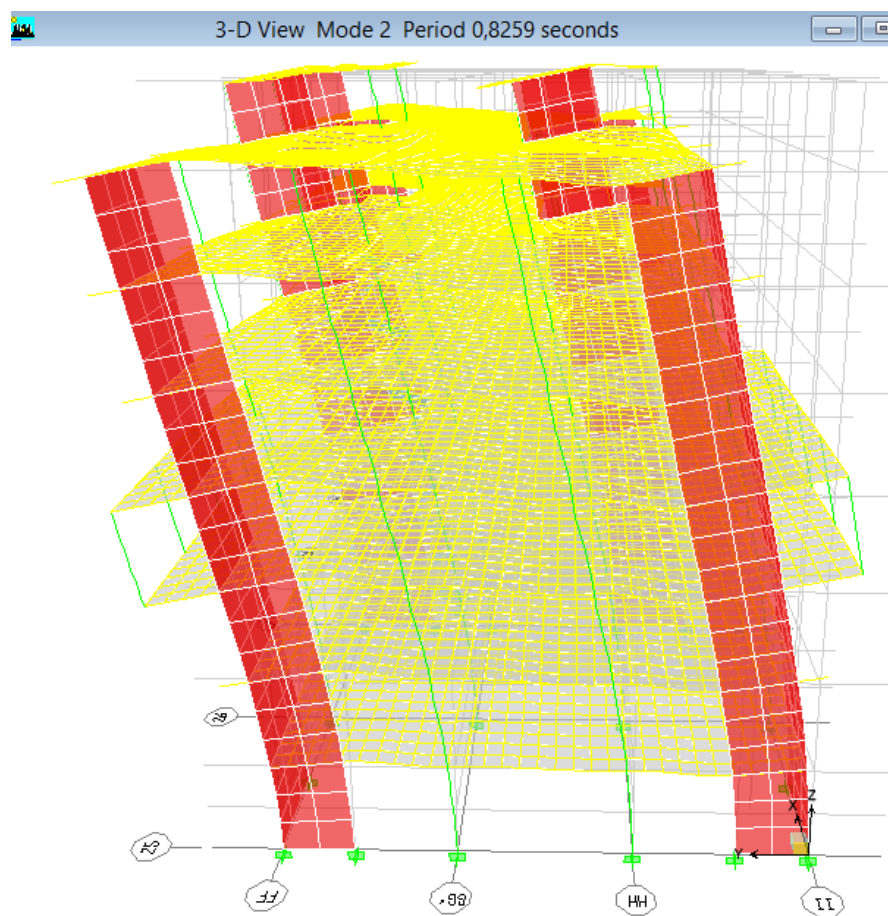


Fig. 6. 56 Modo2 Traslación en sentido Y Hospitalización 2 (CEC-2002)

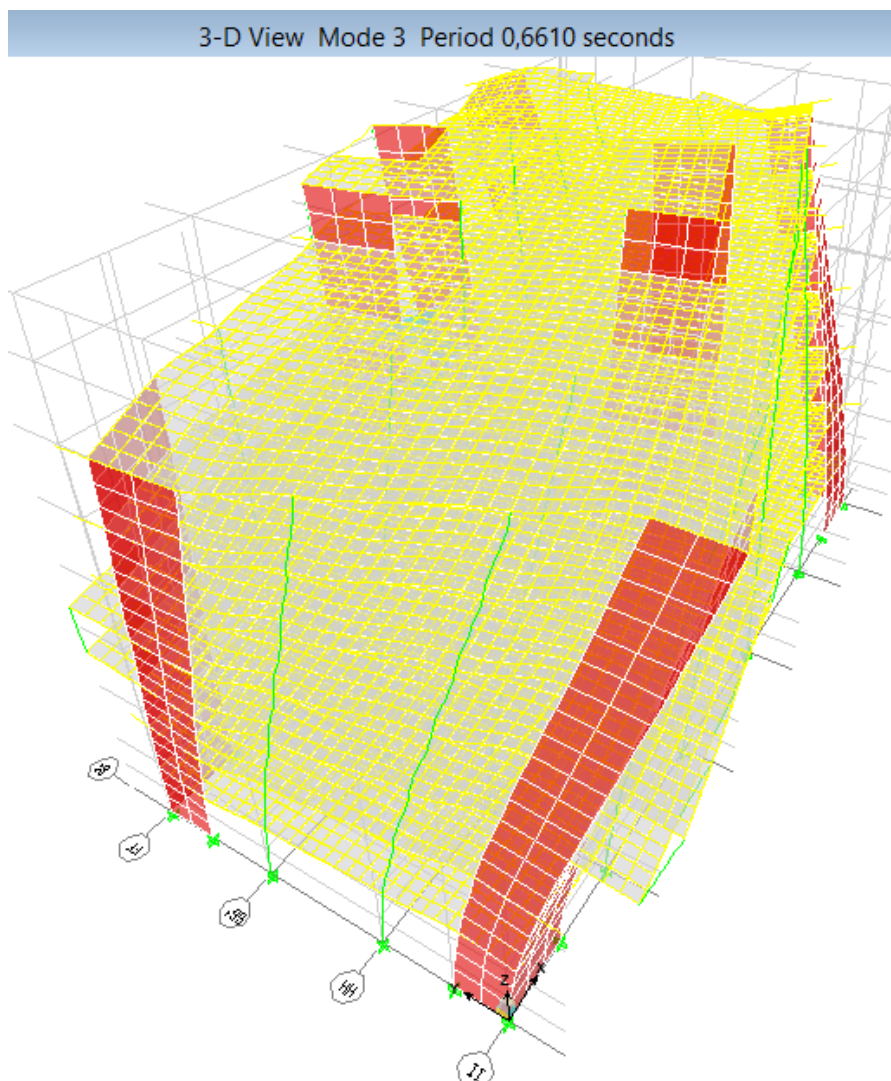


Fig. 6. 57 Modo3 Torsión en el eje Z – Hospitalización 2 (CEC-2002)

ESCALERAS DE EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,6487	0,0502	62,8693	6,4905
2	0,3734	67,6938	0,0331	0,1966
3	0,2553	0,1216	0,8243	69,6995
4	0,1671	0,0497	16,0172	0,7069
5	0,0988	12,0632	1,6085	0,1499
6	0,0930	6,0386	2,0688	0,9138
7	0,0698	0,2066	2,1223	10,9744
8	0,0609	0,0201	5,0710	0,4895
9	0,0491	4,7757	0,0162	0,2555
10	0,0449	0,1036	0,5902	0,9199
11	0,0348	0,0085	1,1715	0,0333
12	0,0326	1,7246	0,7748	1,6580

Tabla 6.18 Periodos y participación modal - edificio Hospitalización 2 (CEC-2002)

En la tabla 6.18 se obtiene que el periodo fundamental de la estructura corresponde a 0,6487 segundos. La participación modal observamos que el modo 1 ocurre en sentido Y debido a U_y es mayor que U_x y R_z ; el Modo 2 tiene mayor participación en el sentido X; en su Modo 3 tiene una mayor participación modal en el eje Z lo que nos indica que es un modo torsional. En la figuras 6.58, 6.59, 6.60 se muestran los modos 1, 2,3 respectivamente:

3-D View Mode 1 Period 0,6487 seconds

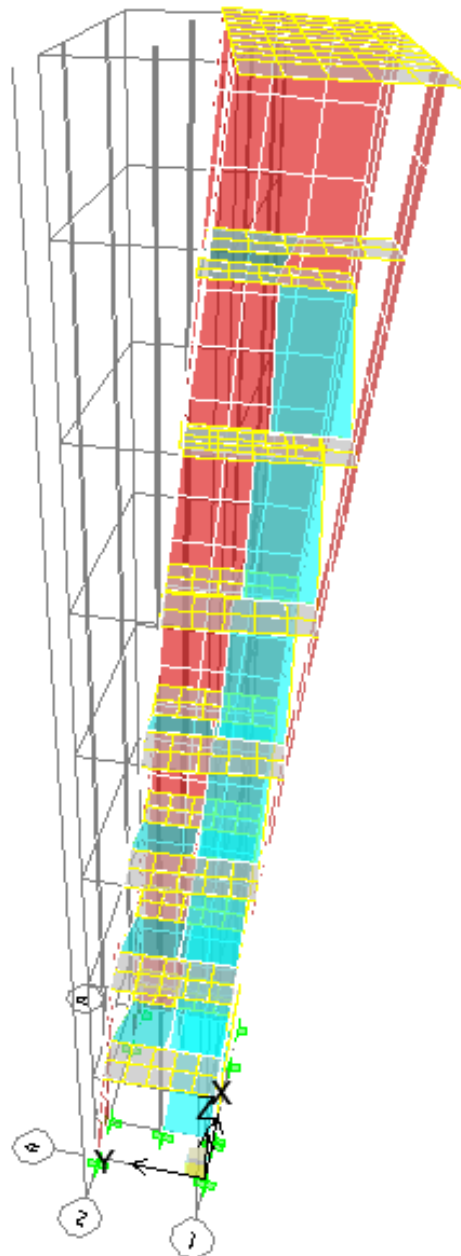


Fig. 6. 58 Modo1 Traslación en sentido Y – Escalera de Emergencia Hospitalización 2 (CEC-2002)

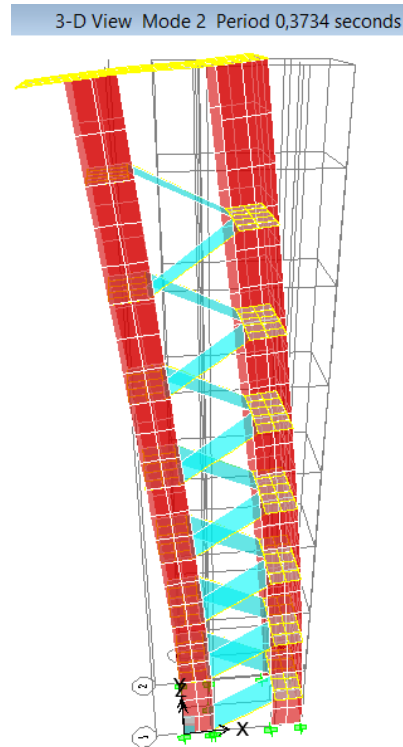


Fig. 6. 59 Modo1 Traslación en sentido X – Escalera de Emergencia Hospitalización 2 (CEC-2002)

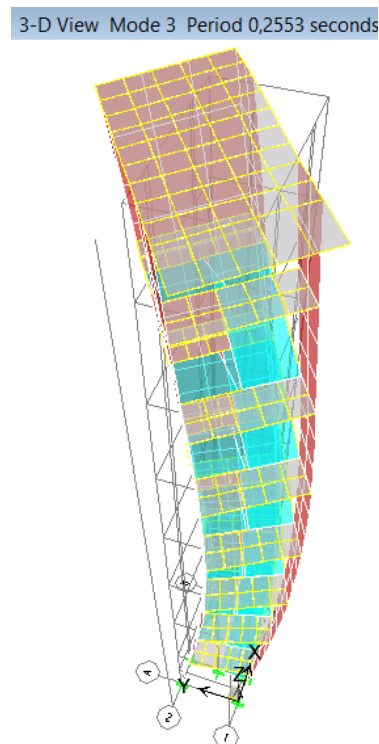


Fig. 6. 60 Modo3 Torsión en el eje Z – Escalera de Emergencia Hospitalización 2 (CEC-2002)

OBSTETRICIA

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,4049	81,0118	0,0000	0,0011
2	0,4019	0,0000	80,2996	0,0029
3	0,3524	0,0011	0,0028	80,5197
4	0,1037	18,9869	0,0000	0,0000
5	0,0996	0,0000	19,6973	0,0000
6	0,0883	0,0000	0,0000	19,4758

Tabla 6.19 Periodos y participación modal - edificio Obstetricia (CEC-2002)

En la tabla 6.19 se obtiene que el periodo fundamental de la estructura corresponde a 0,4049 segundos. La participación modal observamos que el modo 1 ocurre en sentido X debido a U_x es mayor que U_y y R_z ; el Modo 2 tiene mayor participación en el sentido Y; en su Modo 3 tiene una mayor participación modal en el eje z lo que nos indica que es un modo torsional. En la figuras 6.61, 6.62, 6.63 se muestran los modos 1, 2,3 respectivamente:

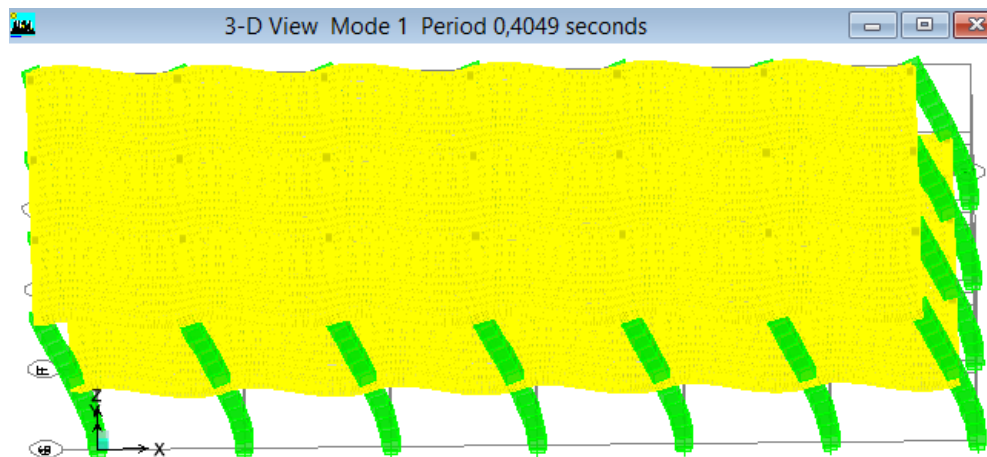


Fig. 6. 61 Modo1 Traslación en sentido X – C. Quirúrgico (CEC-2002)

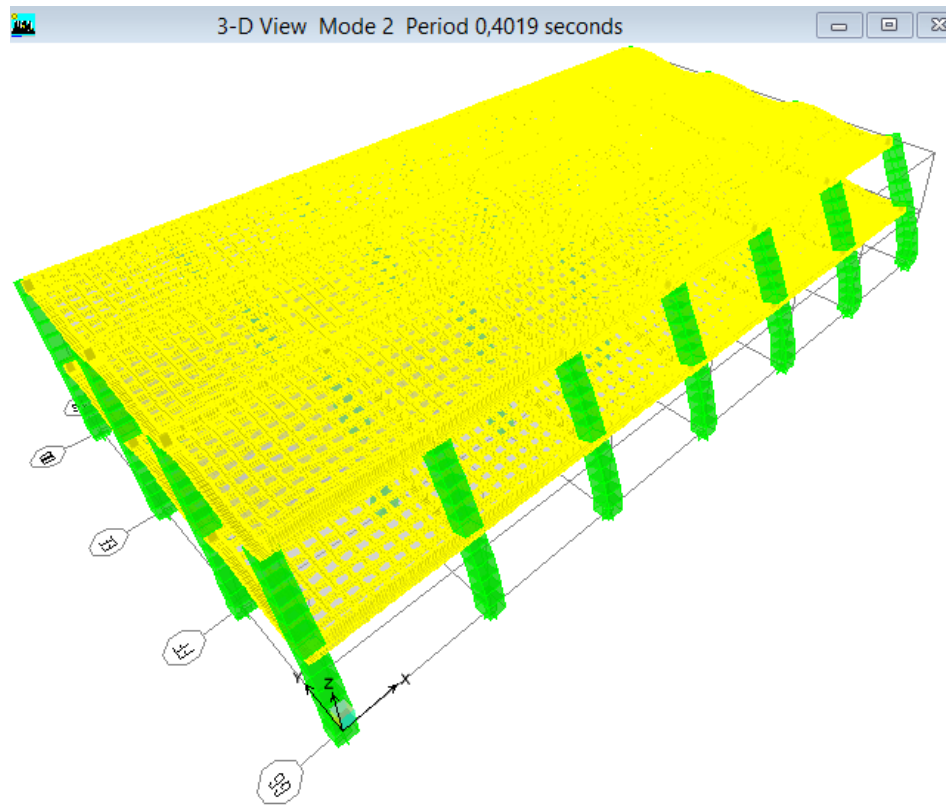


Fig. 6. 62 Modo1 Traslación en sentido X – C. Quirúrgico (CEC-2002)

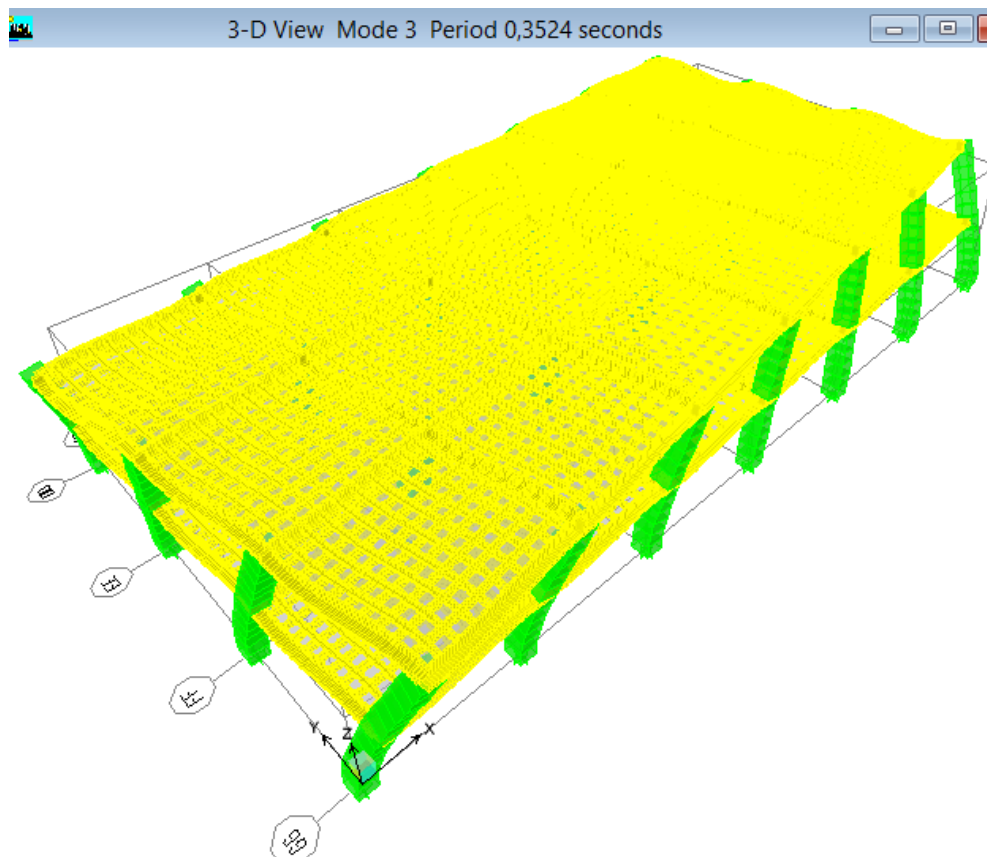


Fig. 6. 63 Modo3 Torsión en el eje Z – C. Quirúrgico (CEC-2002)

C. QUIRÚRGICO

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,4660	0,0000	86,4289	0,0000
2	0,4449	86,9471	0,0000	0,0925
3	0,4031	0,0913	0,0000	86,4383
4	0,1402	0,0000	13,5711	0,0000
5	0,1384	12,9461	0,0000	0,0160
6	0,1255	0,0155	0,0000	13,4533

Tabla 6.20 Periodos y participación modal - edificio C. Quirúrgico (CEC-2002)

En la tabla 6.20 se obtiene que el periodo fundamental de la estructura corresponde a 0,4660 segundos. La participación modal observamos que el modo 1 ocurre en sentido Y debido a Uy es mayor que Ux y Rz; el Modo 2 tiene mayor participación en el sentido x; en su Modo 3 tiene una mayor participación modal en el eje z lo que nos indica que es un modo torsional. En la figuras 6.64, 6.65, 6.66 se muestran los modos 1, 2,3 respectivamente:

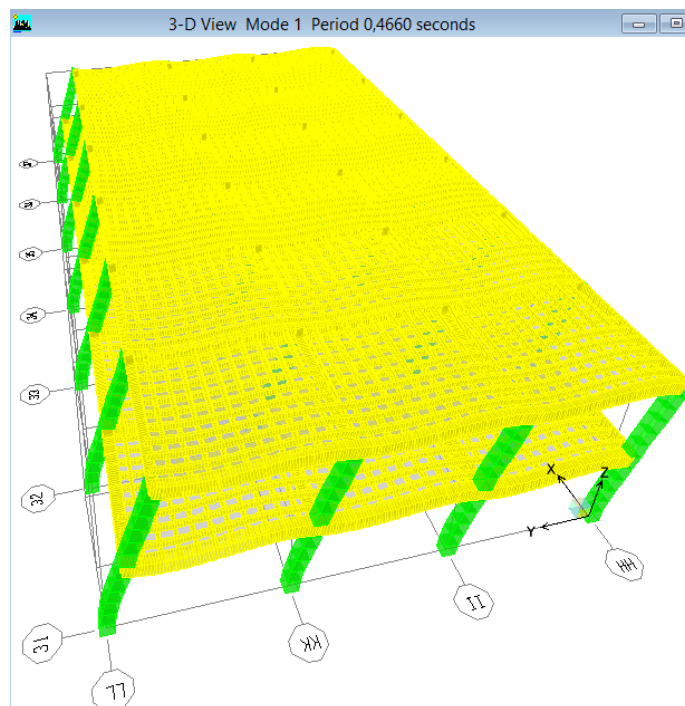


Fig. 6. 64 Modo1 Traslación en sentido Y – C. Quirúrgico (CEC-2002)

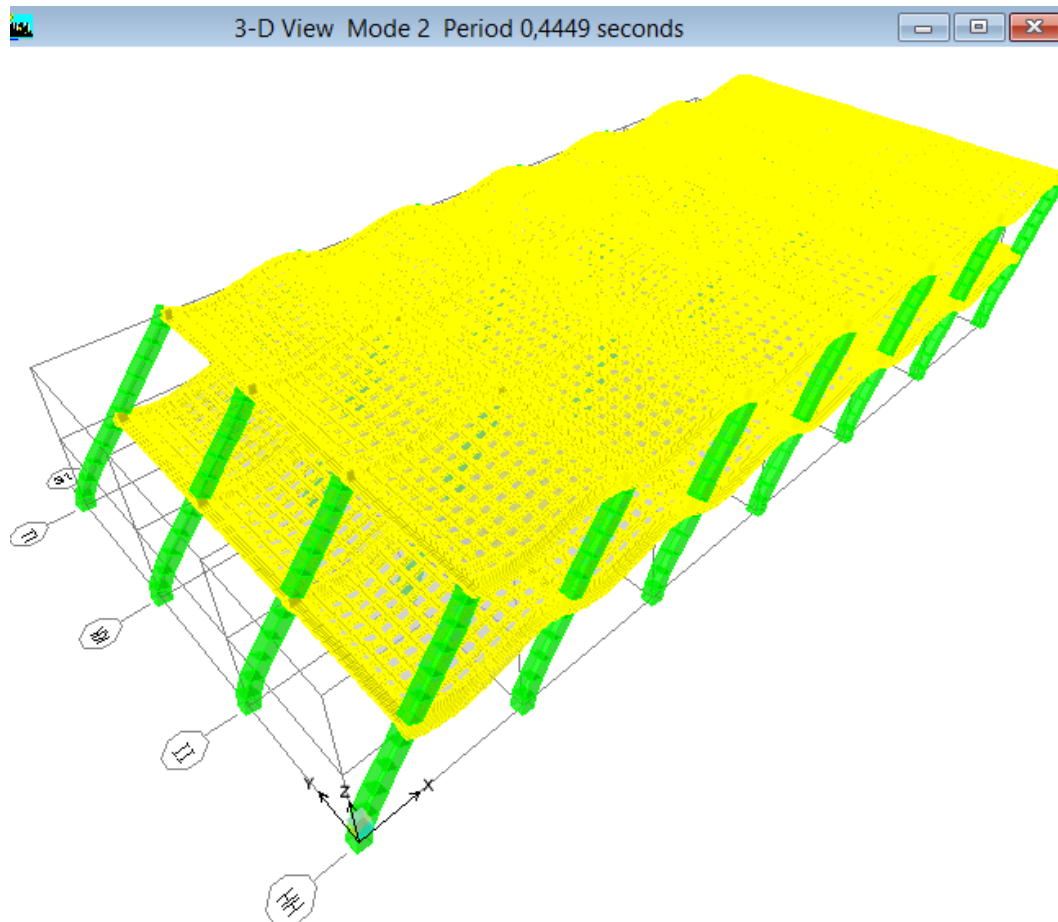


Fig. 6. 65 Modo1 Traslación en sentido X – C. Quirúrgico (CEC-2002)

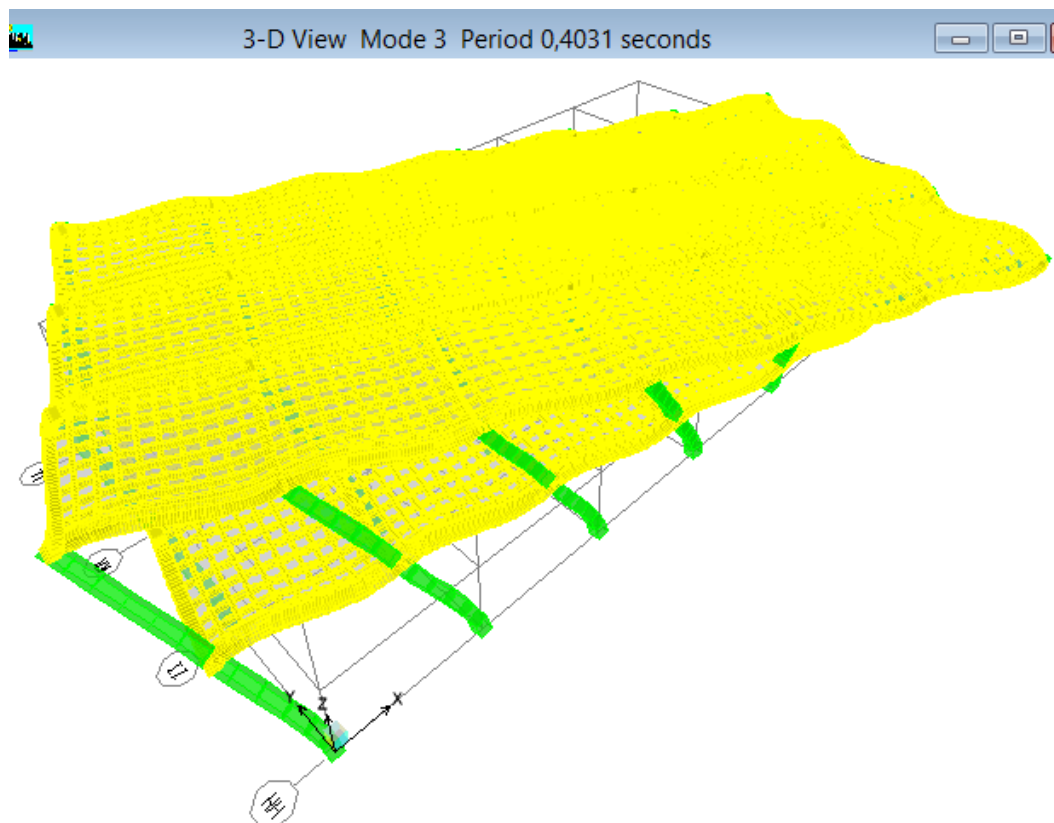


Fig. 6. 66 Modo3 Torsión en el eje Z – C. Quirúrgico (CEC-2002)

DERIVA DE PISO DE LOS MODELOS (CEC2002)

Deriva, deformación relativa en la dirección de análisis y se calcula como el cociente entre el desplazamiento relativo y la altura de entrepiso.

$$\Delta_M = R * \Delta_E \quad (ec. 6.x)^{34}$$

Donde:

R = Factor de reducción de resistencia

Δ_M = Deriva máxima $\leq 0,02$, para estructuras de Hormigón Armado, Estructuras Metálicas y de madera.

HOSPITALIZACIÓN 2

Story	Load	Δ_{EX}	Δ_{EY}	Δ_{MX}	Δ_{MY}
STORY8	SXP	0,001242		0,0149	
STORY8	SYP		0,001286		0,0154
STORY7	SXP	0,001528		0,0183	
STORY7	SYP		0,001428		0,0171
STORY6	SXP	0,001694		0,0203	
STORY6	SYP		0,001538		0,0185
STORY5	SXP	0,001735		0,0208	
STORY5	SYP		0,001616		0,0194
STORY4	SXP	0,001723		0,0207	
STORY4	SYP		0,001612		0,0193
STORY3	SXP	0,001570		0,0188	
STORY3	SYP		0,001473		0,0177
STORY2	SXP	0,001223		0,0147	
STORY2	SYP		0,001138		0,0137
STORY1	SXP	0,000591		0,0071	
STORY1	SYP		0,000544		0,0065

Tabla 6.21 Derivas máximas - Análisis Estático - edificio Hospitalización 2 (CEC-2002)

³⁴ CEC2002 CAP2 pág. 16

Story	Load	Δ_{EX}	Δ_{EY}	Δ_{MX}	Δ_{MY}
STORY8	SPECXCEC2002	0,000023		0,0003	
STORY8	SPECYCEC2002		0,000025		0,0003
STORY7	SPECXCEC2002	0,000028		0,0003	
STORY7	SPECYCEC2002		0,000028		0,0003
STORY6	SPECXCEC2002	0,000030		0,0004	
STORY6	SPECYCEC2002		0,000030		0,0004
STORY5	SPECXCEC2002	0,000031		0,0004	
STORY5	SPECYCEC2002		0,000031		0,0004
STORY4	SPECXCEC2002	0,000030		0,0004	
STORY4	SPECYCEC2002		0,000031		0,0004
STORY3	SPECXCEC2002	0,000027		0,0003	
STORY3	SPECYCEC2002		0,000028		0,0003
STORY2	SPECXCEC2002	0,000021		0,0003	
STORY2	SPECYCEC2002		0,000021		0,0003
STORY1	SPECXCEC2002	0,000010		0,0001	
STORY1	SPECYCEC2002		0,000010		0,0001

Tabla 6.22 Derivas máximas - Análisis Dinámico - edificio Hospitalización 2 (CEC-2002)

ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2

Story	Load	Δ_{EX}	Δ_{EY}	Δ_{MY}	Δ_{MX}
STORY8	SXN	0,000311		0,0037	
STORY8	SYN		0,000936		0,0112
STORY7	SXN	0,000293		0,0035	
STORY7	SYN		0,000957		0,0115
STORY6	SXN	0,000294		0,0035	
STORY6	SYN		0,000988		0,0119
STORY5	SXP	0,000293		0,0035	
STORY5	SYN		0,00102		0,0122
STORY4	SXP	0,000281		0,0034	
STORY4	SYN		0,001011		0,0121
STORY3	SXP	0,000253		0,0030	
STORY3	SYN		0,000943		0,0113
STORY2	SXP	0,000204		0,0024	
STORY2	SYN		0,000797		0,0096
STORY1	SXP	0,000104		0,0012	
STORY1	SYN		0,000446		0,0054

Tabla 6.23 Derivas máximas - Análisis Estático – edificio Escalera Emergencia Hospitalización 2 (CEC-2002)

Story	Load	ΔEX	ΔEY	ΔMY	ΔMX
STORY8	SPECXNEC11	0,000921		0,0111	
STORY8	SPECYNEC11		0,000970		0,0116
STORY7	SPECXNEC11	0,00109		0,0131	
STORY7	SPECYNEC11		0,001100		0,0132
STORY6	SPECXNEC11	0,001191		0,0143	
STORY6	SPECYNEC11		0,001177		0,0141
STORY5	SPECXNEC11	0,001208		0,0145	
STORY5	SPECYNEC11		0,001223		0,0147
STORY4	SPECXNEC11	0,001191		0,0143	
STORY4	SPECYNEC11		0,001208		0,0145
STORY3	SPECXNEC11	0,001075		0,0129	
STORY3	SPECYNEC11		0,001097		0,0132
STORY2	SPECXNEC11	0,000835		0,0100	
STORY2	SPECYNEC11		0,000843		0,0101
STORY1	SPECXNEC11	0,000404		0,0048	
STORY1	SPECYNEC11		0,000405		0,0049

Tabla 6.24 Derivas máximas - Análisis Dinámico – edificio Escalera Emergencia Hospitalización 2 (CEC-2002)

OBSTETRICIA

Story	Load	ΔEX	ΔEY	ΔMX	ΔMY
STORY2	SXN	0,001767		0,0177	
STORY2	SYP		0,001907		0,0191
STORY1	SXN	0,001131		0,0113	
STORY1	SYP		0,001177		0,0118

Tabla 6.25 Derivas máximas - Análisis Estático - edificio Obstetricia (CEC-2002)

Story	Load	ΔEX	ΔEY	ΔMX	ΔMY
STORY2	SPECXCEC2002	0,001501		0,0150	
STORY2	SPECYCEC2002		0,001505		0,0151
STORY1	SPECXCEC2002	0,000933		0,0093	
STORY1	SPECYCEC2002		0,000902		0,0090

Tabla 6.26 Derivas máximas - Análisis Dinámico - edificio Obstetricia (CEC-2002)

C. QUIRURGICO

Story	Load	Δ_{EX}	Δ_{EY}	Δ_{MY}	Δ_{MX}
STORY2	SXP	0,001765		0,0177	
STORY2	SYP		0,002137		0,0214
STORY1	SXP	0,001509		0,0151	
STORY1	SYP		0,001762		0,0176

Tabla 6.27 Derivas máximas - Análisis Estático - edificio C. Quirúrgico (CEC-2002)

Story	Load	Δ_{EX}	Δ_{EY}	Δ_{MY}	Δ_{MX}
STORY2	SPECXCEC2002	0,001538		0,0154	
STORY2	SPECYCEC2002		0,001696		0,0170
STORY1	SPECXCEC2002	0,001294		0,0129	
STORY1	SPECYCEC2002		0,001371		0,0137

Tabla 6.28 Derivas máximas - Análisis Dinámico - edificio C. Quirúrgico (CEC-2002)

EFFECTOS P - Δ (CEC2002)

Las ecuaciones correspondientes a este cálculo se encuentran en la primera sección de este capítulo que se presentan en NEC-11, ya que las mismas no presentaron cambio en ninguna de las normas se presentan a continuación las tablas correspondientes.

HOSPITALIZACIÓN 2

N°	m	Ton	V_i	P_i	Δ_i	Q_i
8,00	30,72	63,28	12,65	63,28	0,001860	0,0003
7,00	27,72	1.457,67	262,95	1.520,95	0,002241	0,0005
6,00	23,76	1.410,31	218,06	2.931,26	0,002508	0,0014
5,00	19,80	1.410,31	181,72	4.341,57	0,002528	0,0031
4,00	15,84	1.515,74	156,24	5.857,31	0,002512	0,0059
3,00	11,88	1.515,74	117,18	7.373,05	0,002279	0,0121
2,00	7,92	1.410,31	72,69	8.783,36	0,001768	0,0270
1,00	3,96	1.335,69	34,42	10.119,05	0,000847	0,0629

Tabla 6.29 Calculo índice de estabilidad - edificio Hospitalización 2 (CEC-2002)

Podemos ver entonces que en todas las estructuras y en todos los niveles el índice de estabilidad Q_i es menor a 0.10 por lo que concluimos que no es necesario considerar efectos P- Δ .

ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2

N°	m	Ton	V _i	P _i	Δ_i	Q _i
8,00	30,72	18,42	3,39	18,42	0,001313	0,0002
7,00	27,72	22,49	3,74	40,91	0,001344	0,0005
6,00	23,76	22,49	3,20	63,40	0,001396	0,0012
5,00	19,80	22,49	2,67	85,89	0,001448	0,0024
4,00	15,84	22,49	2,14	108,38	0,001445	0,0046
3,00	11,88	22,49	1,60	130,87	0,001361	0,0094
2,00	7,92	22,49	1,07	153,36	0,001170	0,0212
1,00	3,96	22,49	0,53	175,85	0,000676	0,0566

Tabla 6.30 Cálculo índice de estabilidad – edificio Escalera de Emergencia Hospitalización 2 (CEC-2002)

Podemos ver entonces que en todas las estructuras y en todos los niveles el índice de estabilidad Q_i es menor a 0.10 por lo que concluimos que no es necesario considerar efectos $P-\Delta$.

OBSTETRICIA

N°	m	Ton	V _i	P _i	Δ_i	Q _i
2,00	7,92	913,72	283,79	913,72	0,00267	0,0011
1,00	3,96	1.435,71	222,95	2.349,43	0,00165	0,0044

Tabla 6.31 Cálculo índice de estabilidad - edificio Obstetricia (CEC-2002)

Podemos ver entonces que en todas las estructuras y en todos los niveles el índice de estabilidad Q_i es menor a 0.10 por lo que concluimos que no es necesario considerar efectos $P-\Delta$.

C. QUIRÚRGICO

N°	m	Ton	V _i	P _i	Δ_i	Q _i
2,00	7,92	913,72	283,79	913,72	0,003025	0,0012
1,00	3,96	1.435,71	222,95	2.349,43	0,002482	0,0066

Tabla 6.32 Cálculo índice de estabilidad - edificio Hospitalización 2 (CEC-2002)

Podemos ver entonces que en todas las estructuras y en todos los niveles el índice de estabilidad Q_i es menor a 0.10 por lo que concluimos que no es necesario considerar efectos $P-\Delta$.

6.2.1 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL SEGÚN EL ACI 318-08

El diseño de la estructura se lo hará con el ACI318-08, en el mismo que constan las diferentes combinaciones de cargas para el diseño, las mismas que se exponen a continuación.

$$U0 = 1,4 * D$$

$$U1 = 1,2 * D + 1,6L$$

$$U2 = 1,2 * D + 1,0 * L + 1,4 * Ex$$

$$U3 = 1,2 * D + 1,0 * L - 1,4 * Ex$$

$$U4 = 1,2 * D + 1,0 * L + 1,4 * Ey$$

$$U5 = 1,2 * D + 1,0 * L - 1,4 * Ey$$

$$U6 = 0,9 * D + 1,4 * Ex$$

$$U7 = 0,9 * D - 1,4 * Ex$$

$$U8 = 0,9 * D + 1,4 * Ey$$

$$U9 = 0,9 * D - 1,4 * Ey$$

Acero de refuerzo en pórticos del edificios en cm²

HOSPITALIZACIÓN 2

Eje Y

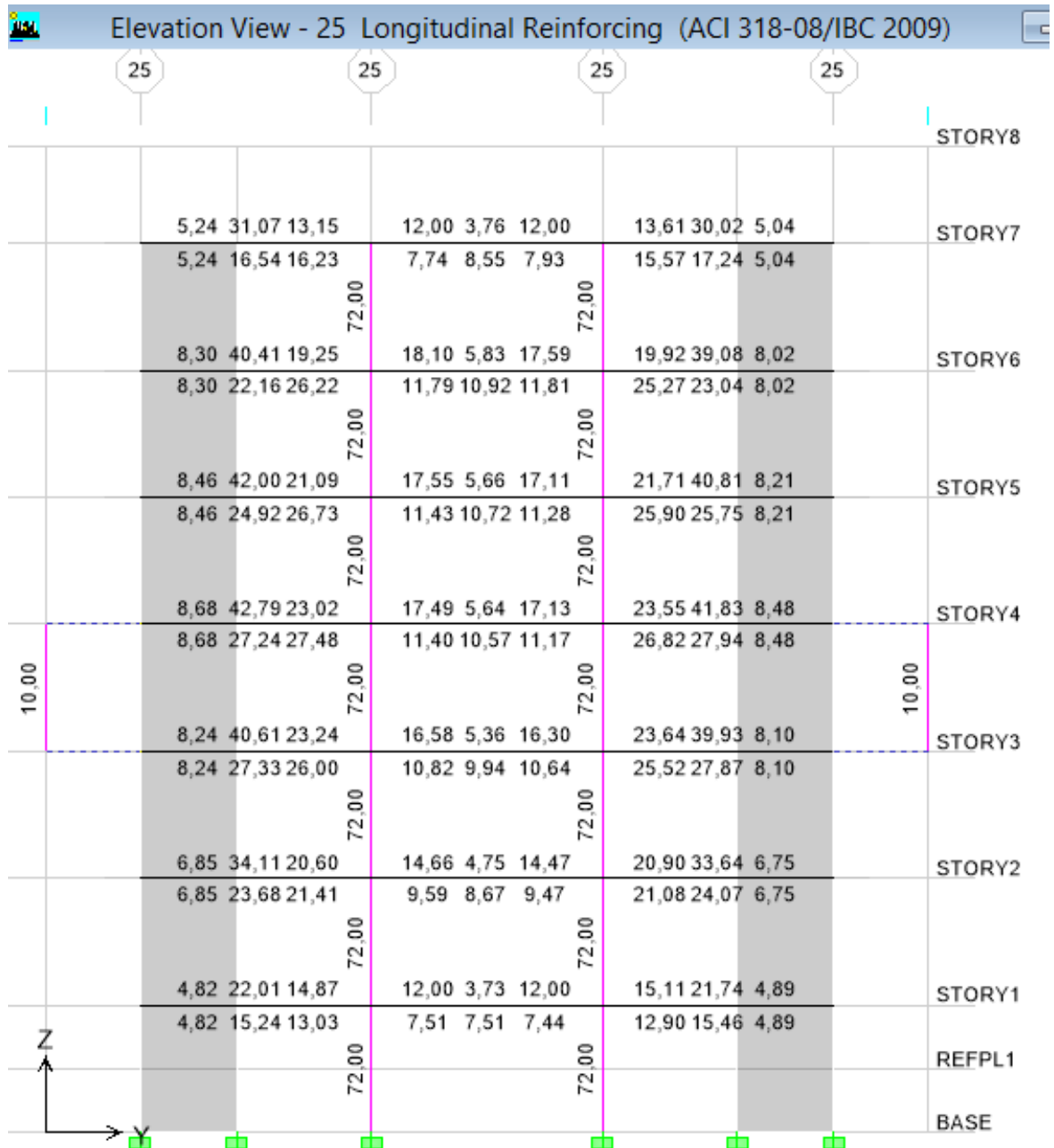


Fig. 6.67 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 25 – Hospitalización 2- (CEC-2002)

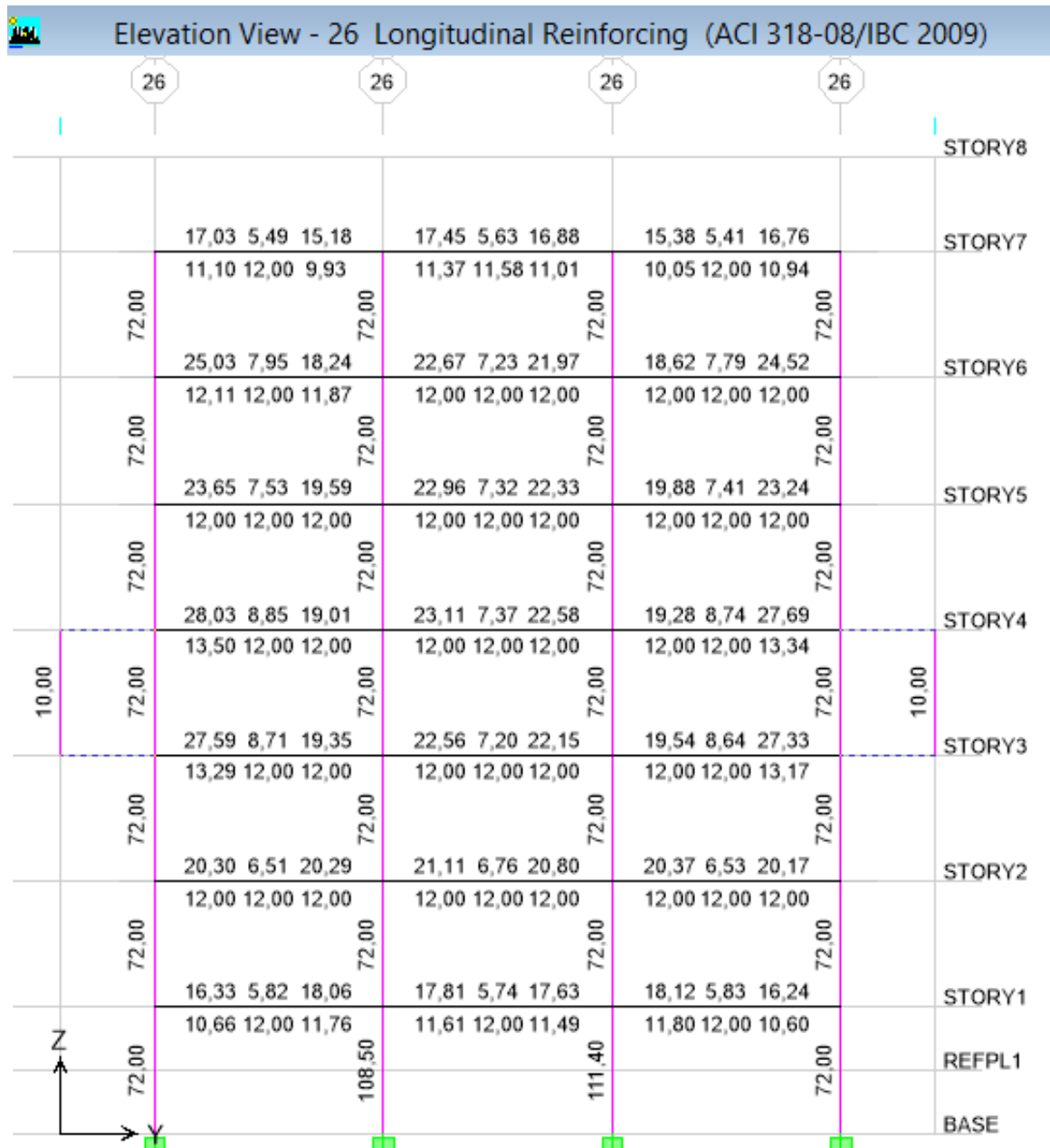


Fig. 6.68 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 26 – Hospitalización 2- (CEC-2002)

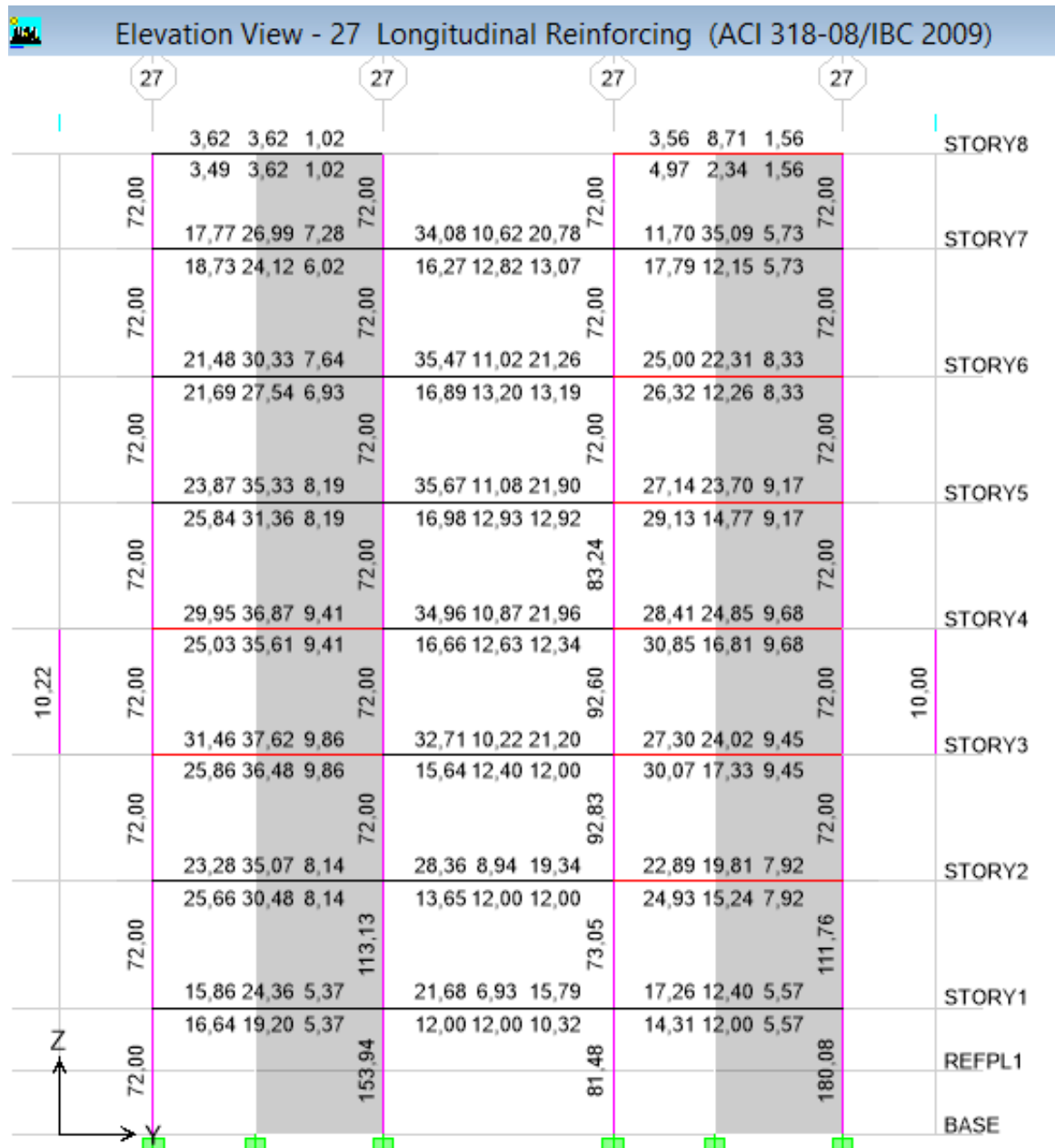


Fig. 6.69 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 27 – Hospitalización 2- (CEC-2002)

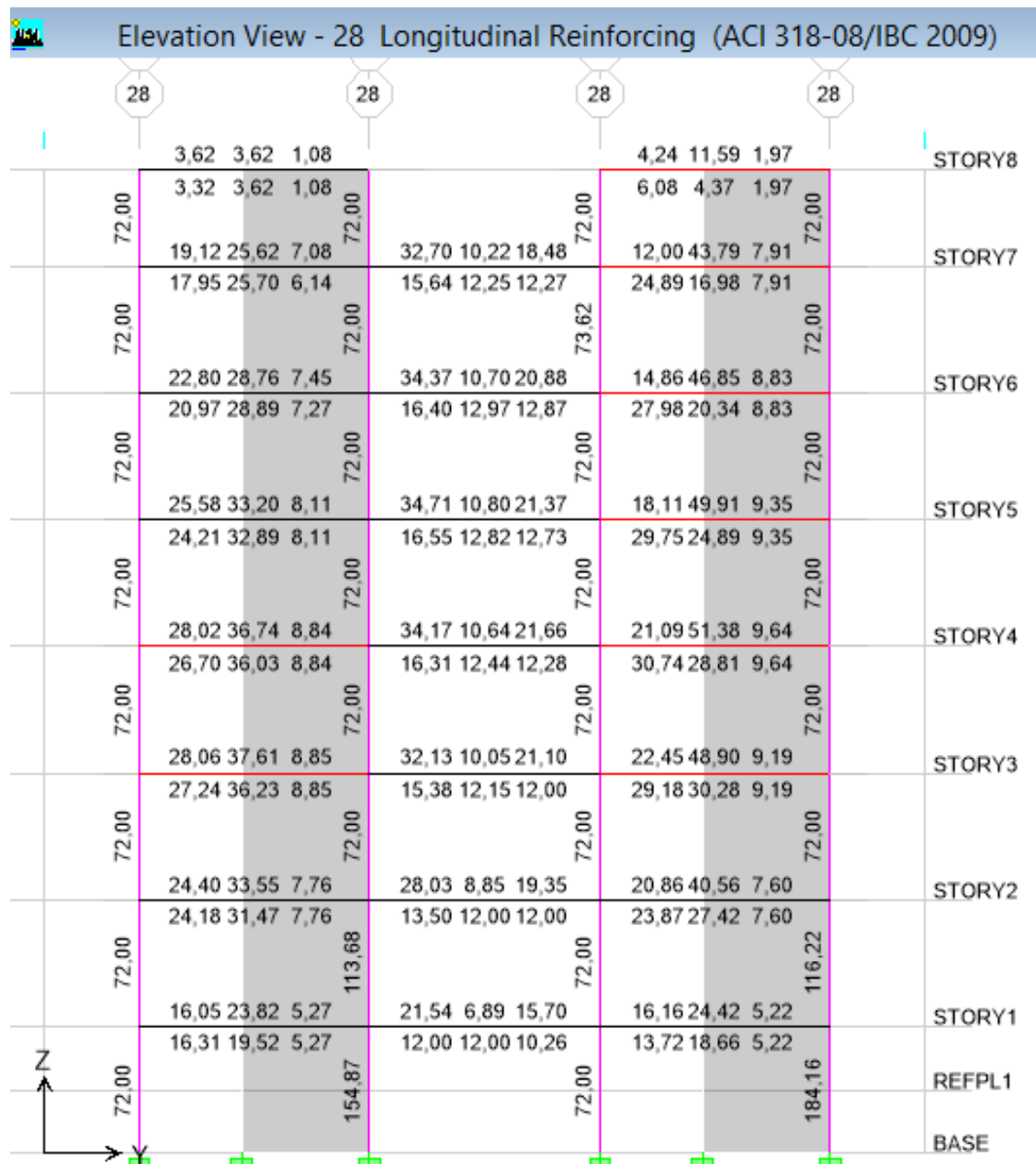


Fig. 6.70 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 28 – Hospitalización 2- (CEC-2002)

Eje X

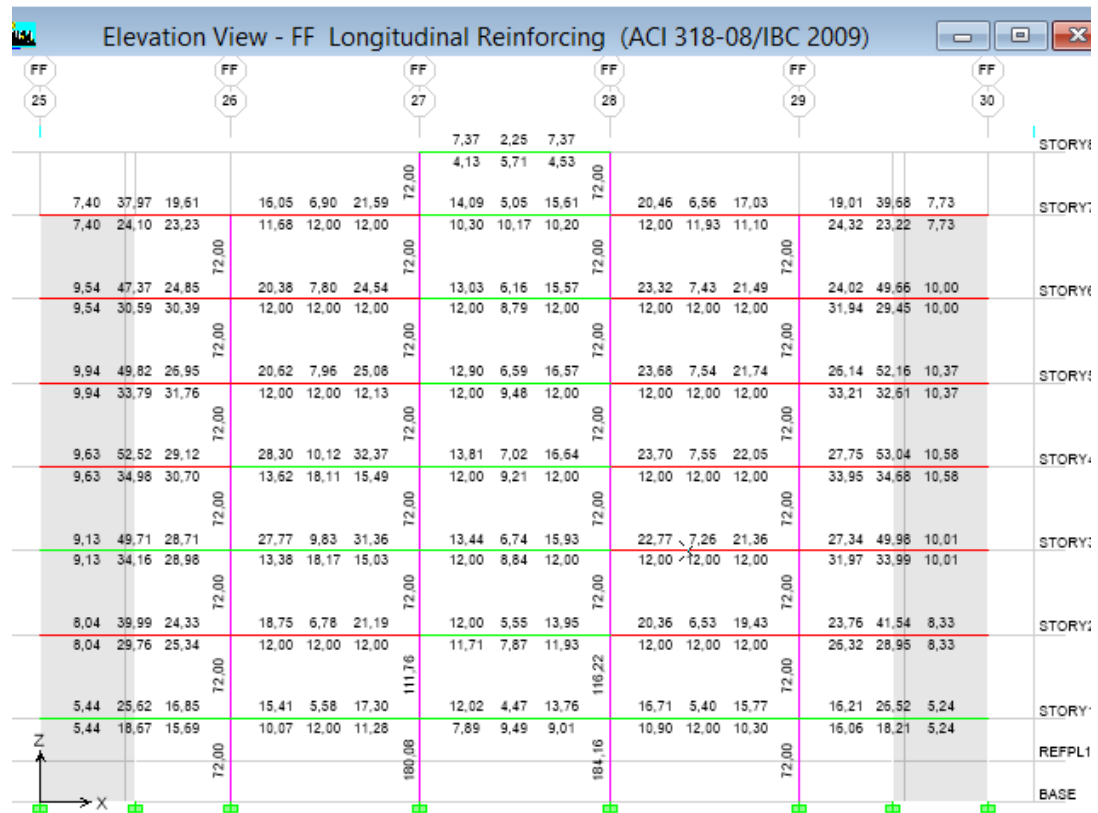


Fig. 6.71 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico FF – Hospitalización 2- (CEC-2002)

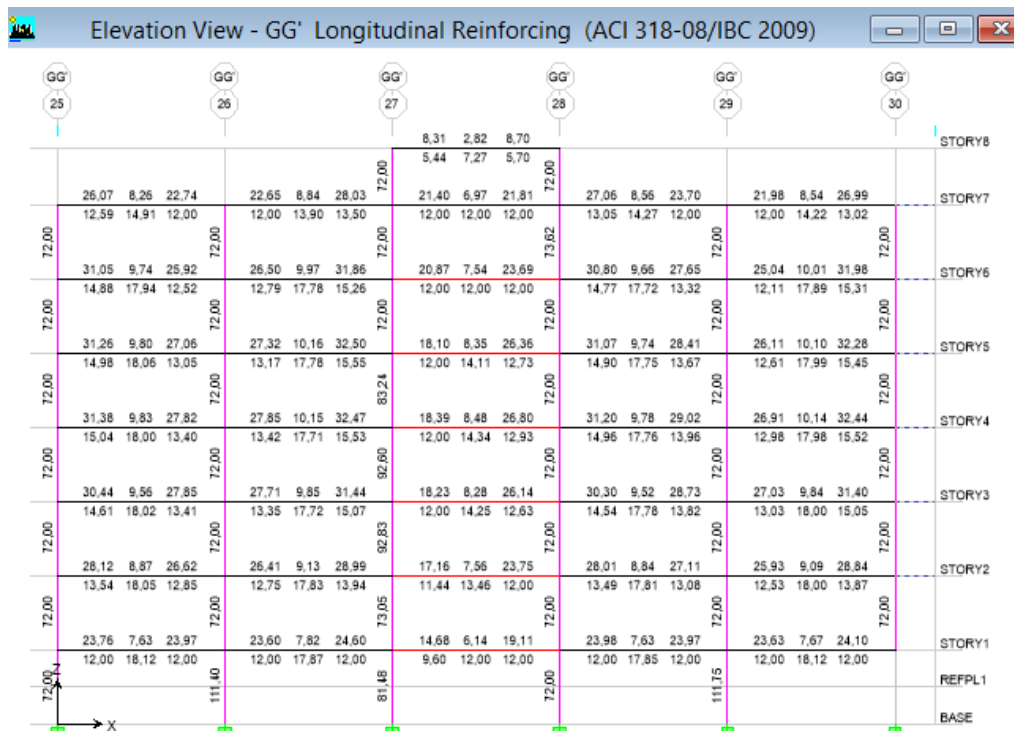


Fig. 6.72 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico GG – Hospitalización 2- (CEC-2002)

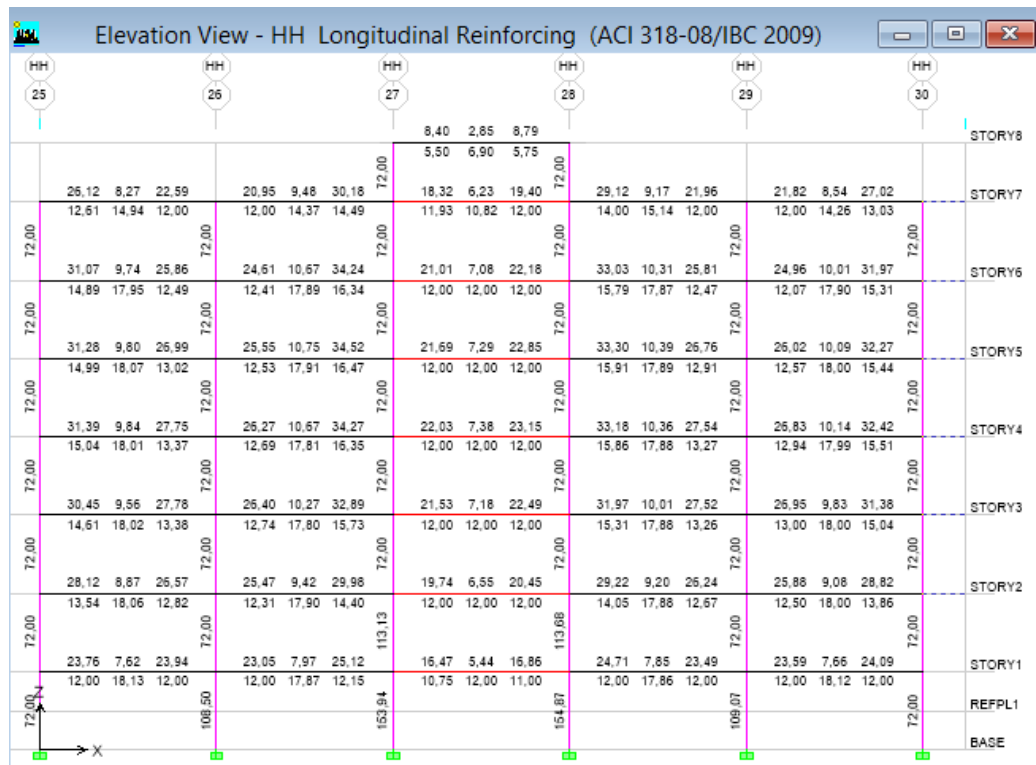


Fig. 6.73 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico HH – Hospitalización 2- (CEC-2002)

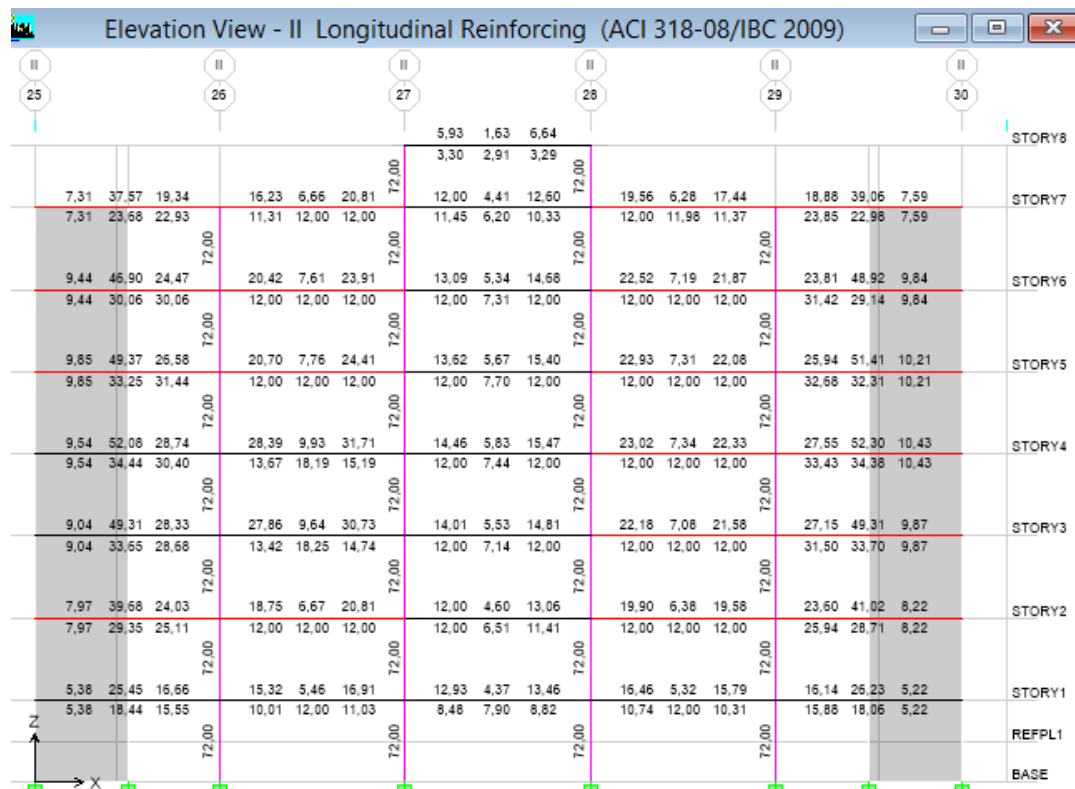


Fig. 6.74 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico II – Hospitalización 2- (CEC-2002)

ESCALERAS DE EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2

Eje X

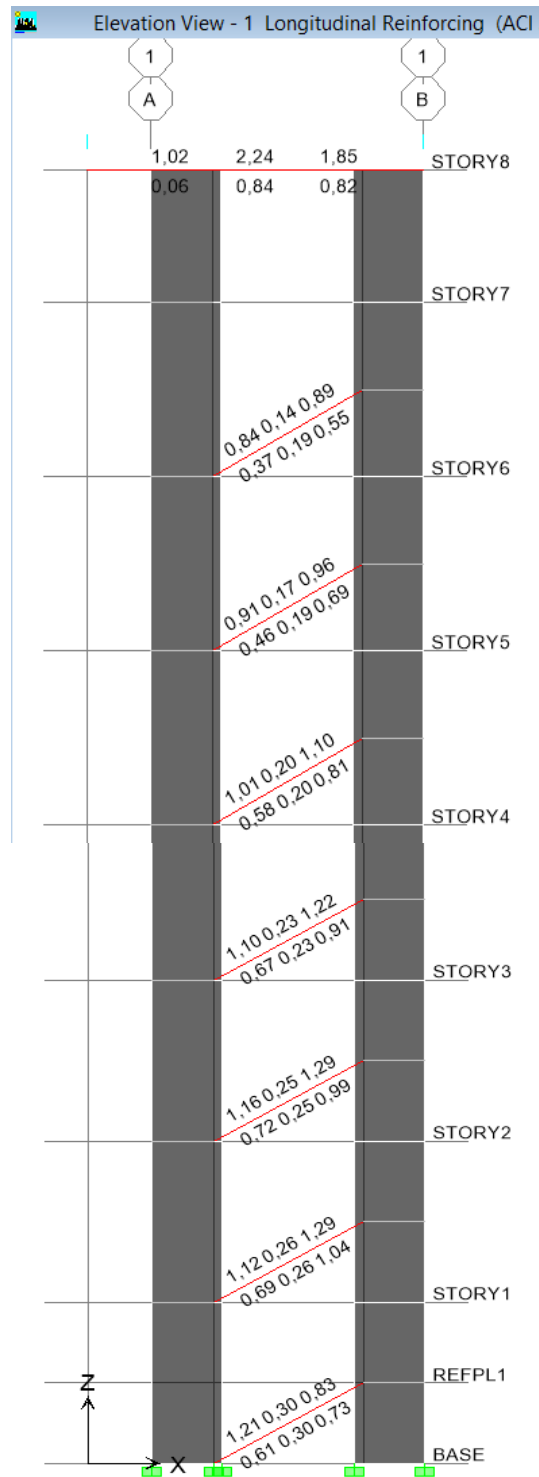


Fig. 6.75 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 1 – Escalera Emergencia Hospitalización 2- (CEC-2002)

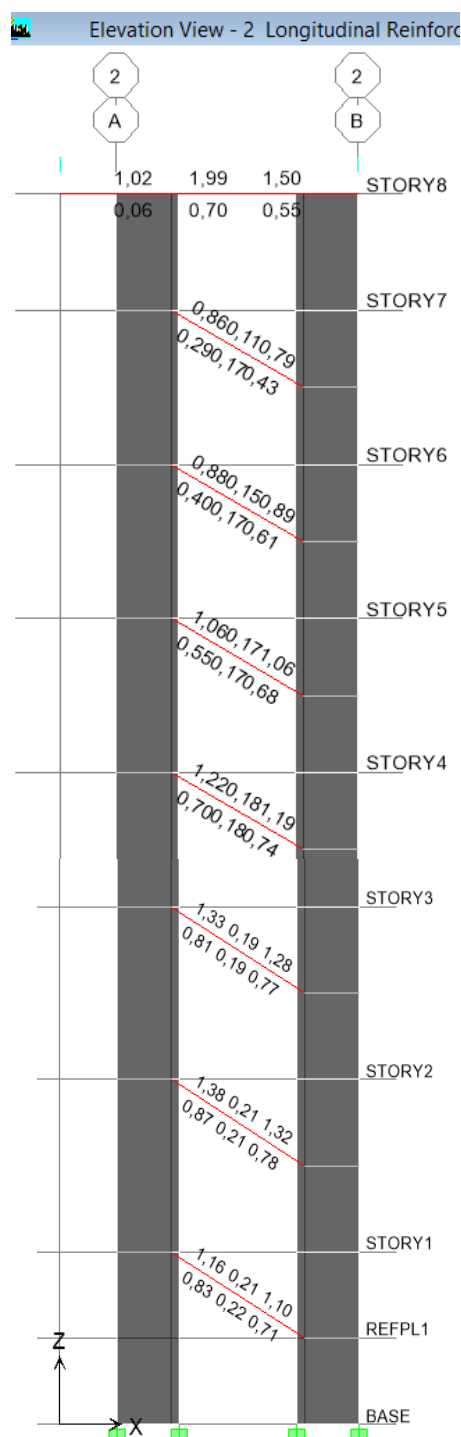


Fig. 6.76 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 2 – Escalera Emergencia Hospitalización 2- (CEC-2002)

Eje Y

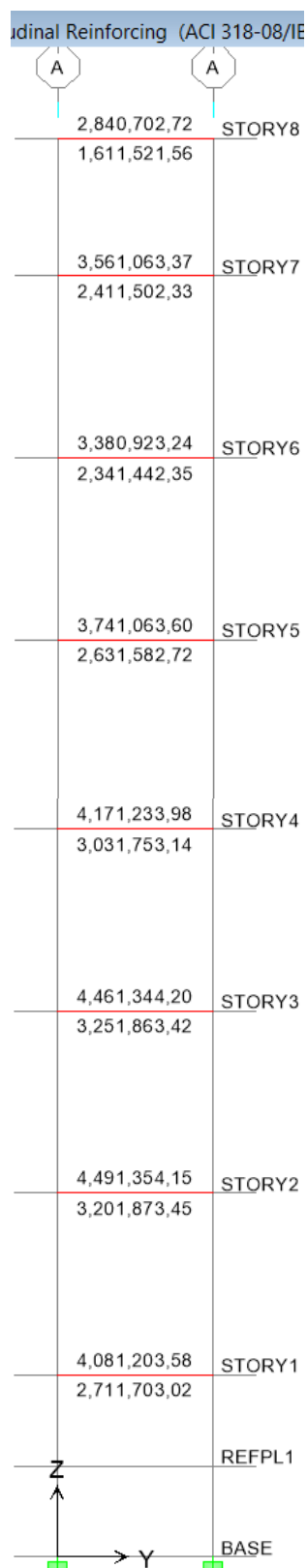


Fig. 6.77 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico A – Escalera Emergencia Hospitalización 2- (CEC-2002)

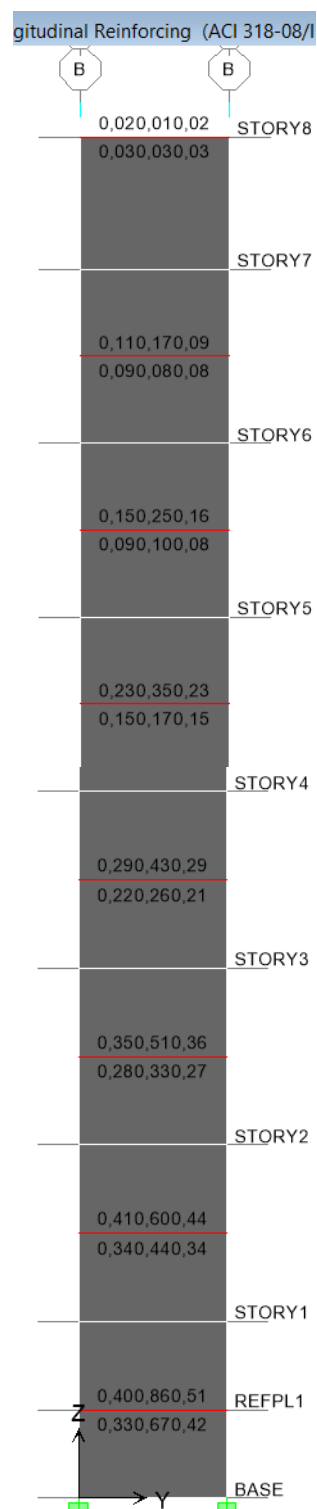


Fig. 6.78 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico B – Escalera Emergencia Hospitalización 2- (CEC-2002)

OBSTETRICIA

EJE Y

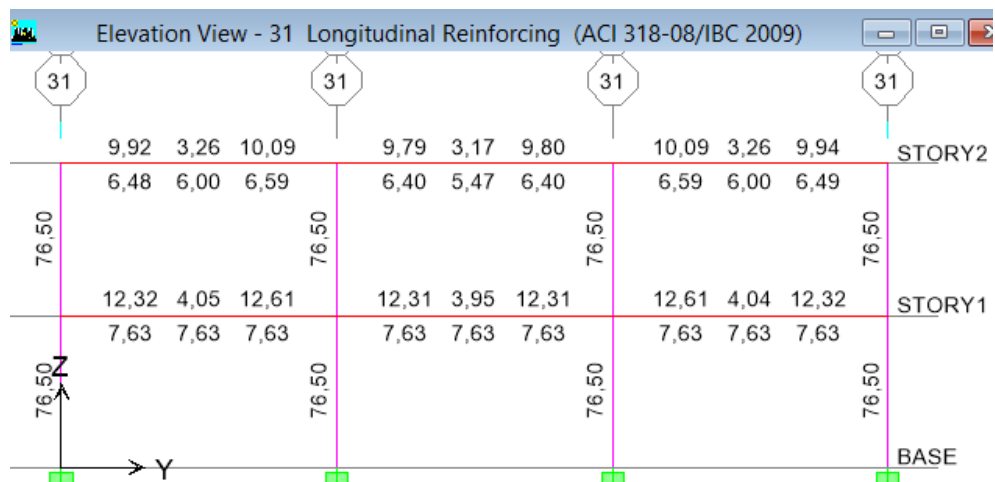


Fig. 6.79 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 31 – Obstetricia- (CEC2002)

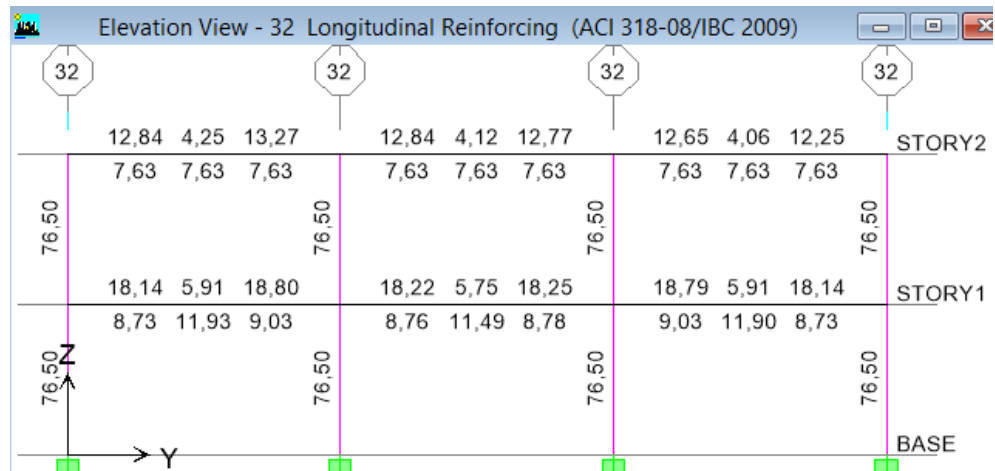


Fig. 6.80 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 32 – Obstetricia - (CEC2002)

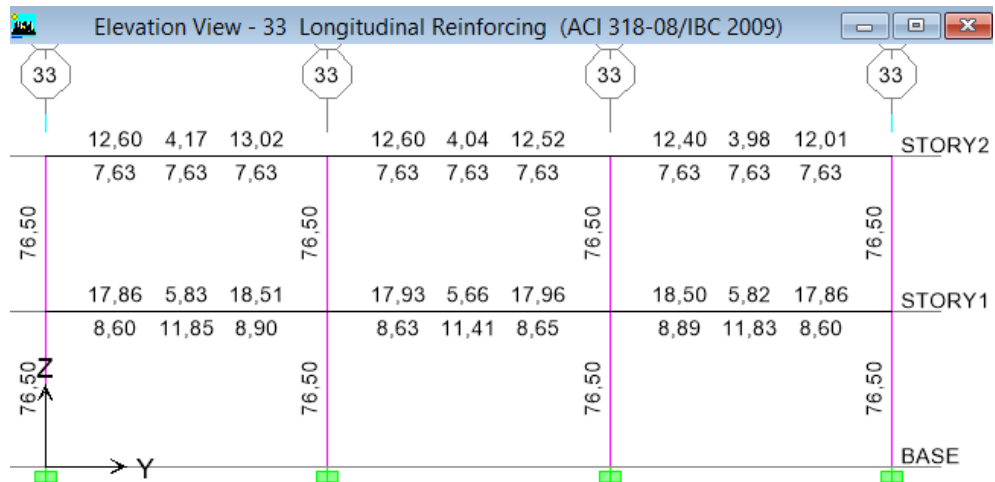


Fig. 6.81 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 33 – Obstetricia - (CEC2002)

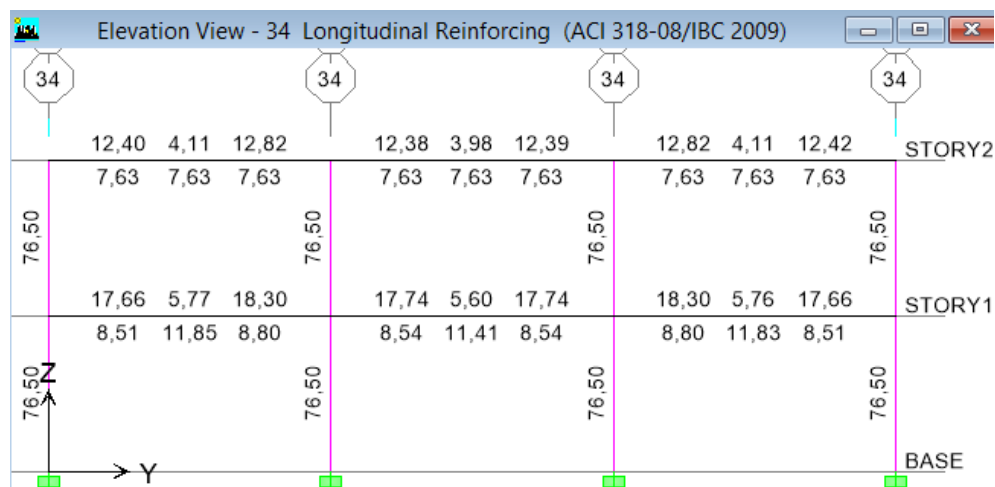


Fig. 6.82 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 34 – Obstetricia - (CEC2002)

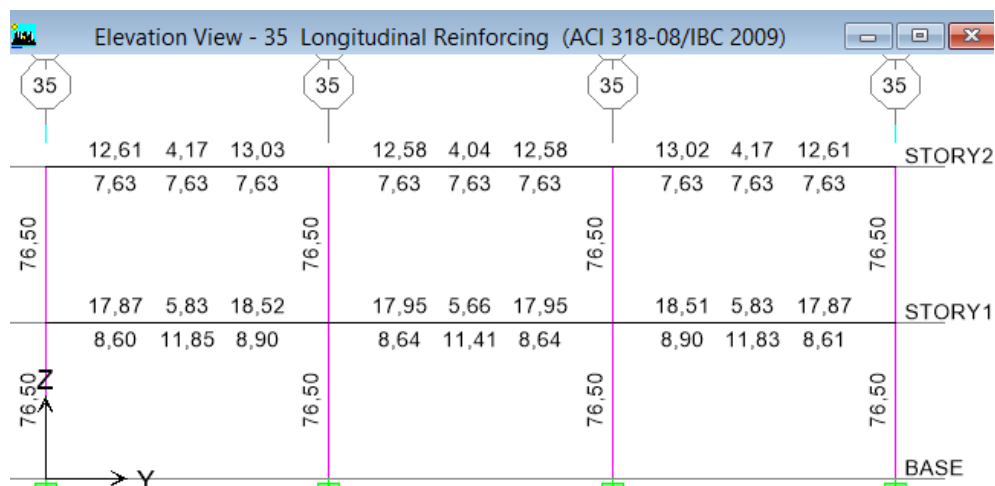


Fig. 6.83 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 35 – Obstetricia - (CEC2002)

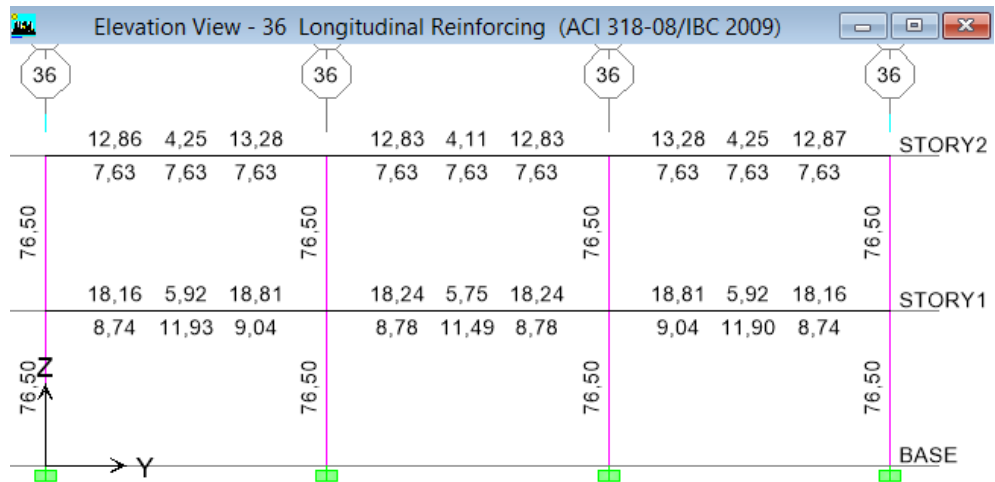


Fig. 6.84 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 36 – Obstetricia - (CEC2002)

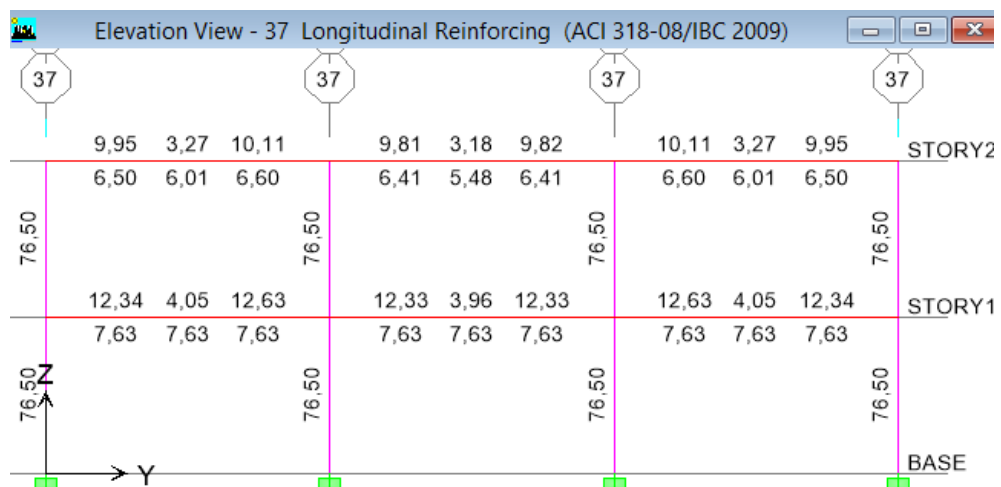


Fig. 6.85 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 37 – Obstetricia - (CEC2002)

EJE Y

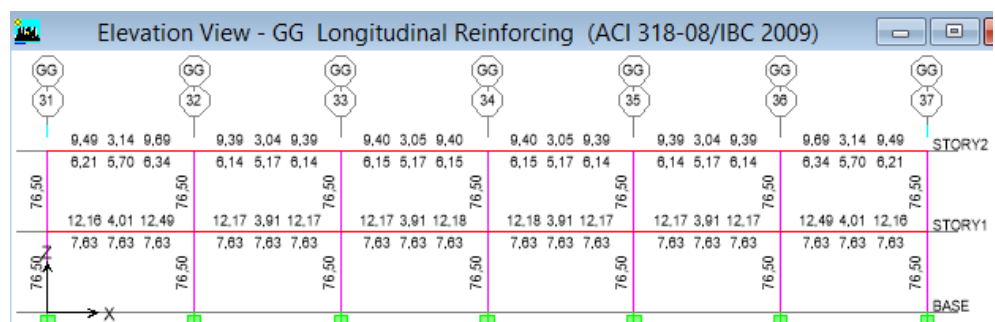


Fig. 6.86 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico GG – Obstetricia- (CEC2002)

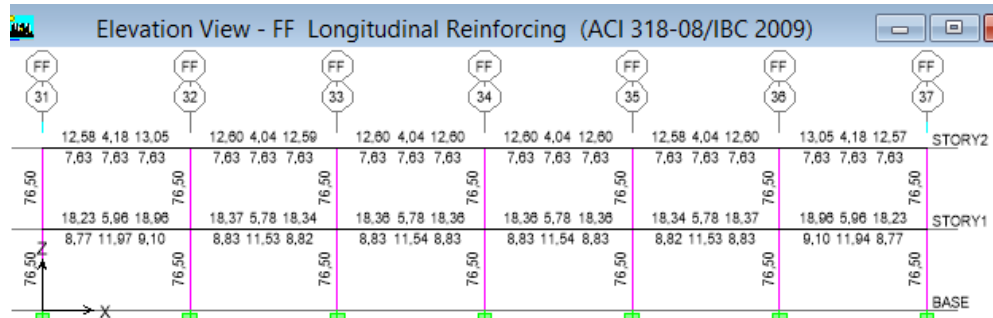


Fig. 6.87 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico FF – Obstetricia - (CEC2002)

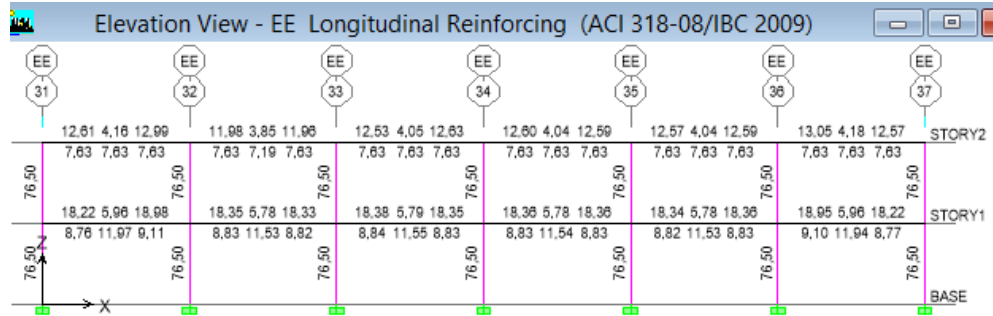


Fig. 6.88 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico EE– Obstetricia - (CEC2002)

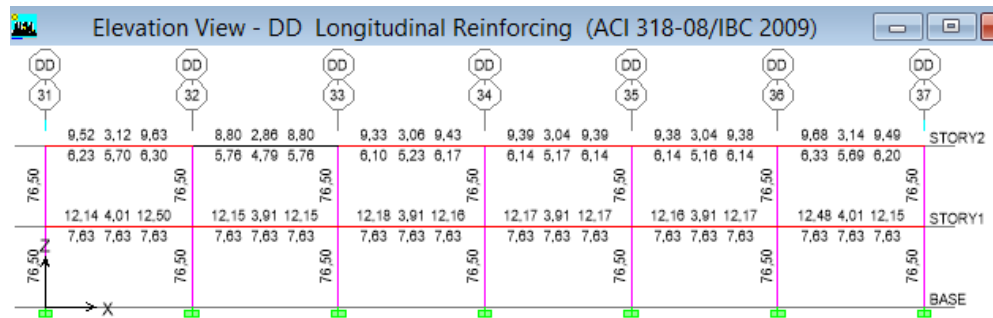


Fig. 6.89 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico LL – Obstetricia - (CEC2002)

C. QUIRURGICO

EJE Y

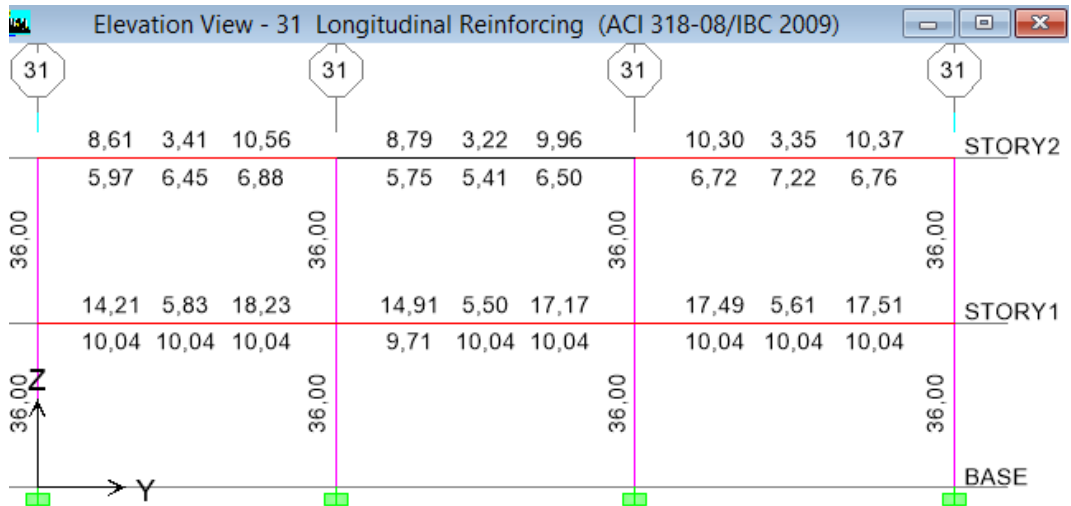


Fig. 6.90 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 31 – C. Quirúrgico- (CEC2002)

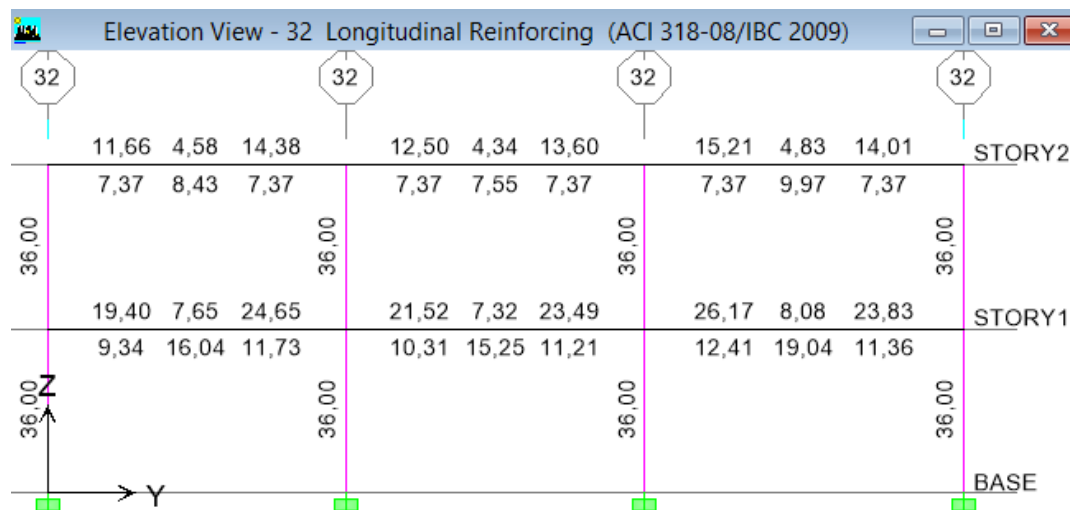


Fig. 6.91 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 32 – C. Quirúrgico- (CEC2002)

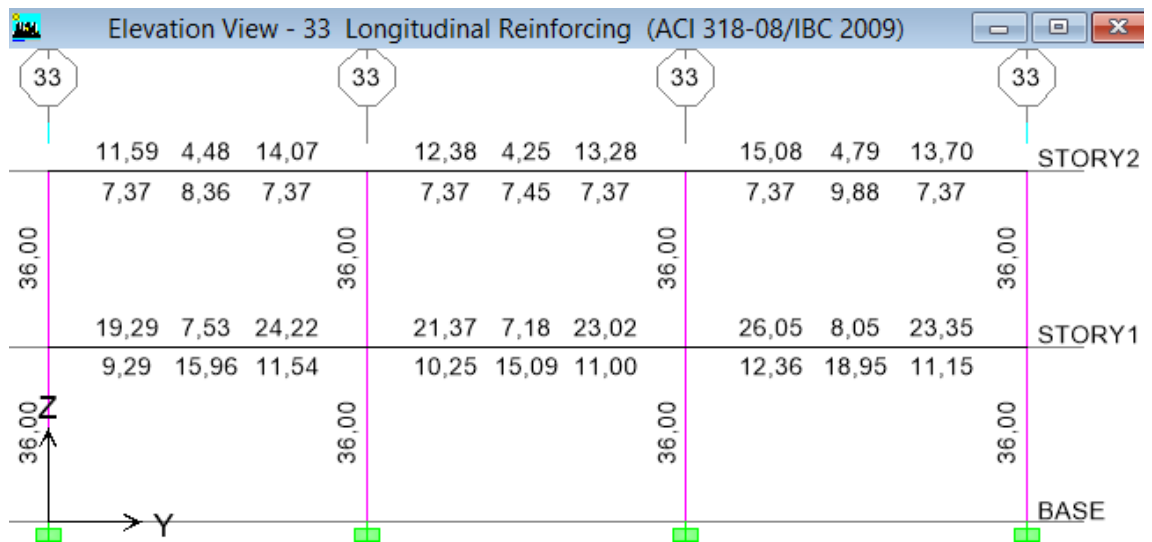


Fig. 6.92 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 33 – C. Quirúrgico- (CEC2002)

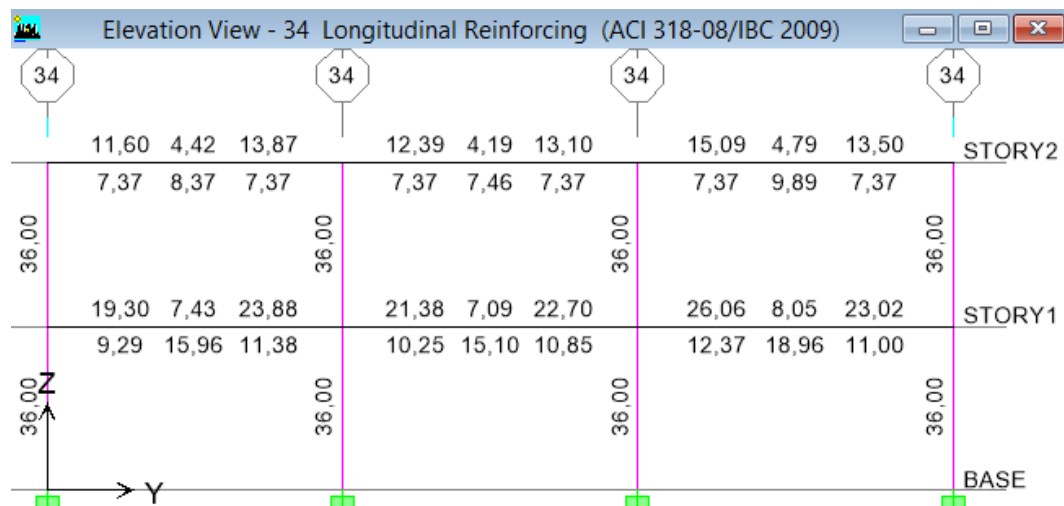


Fig. 6.93 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 34 – C. Quirúrgico- (CEC2002)

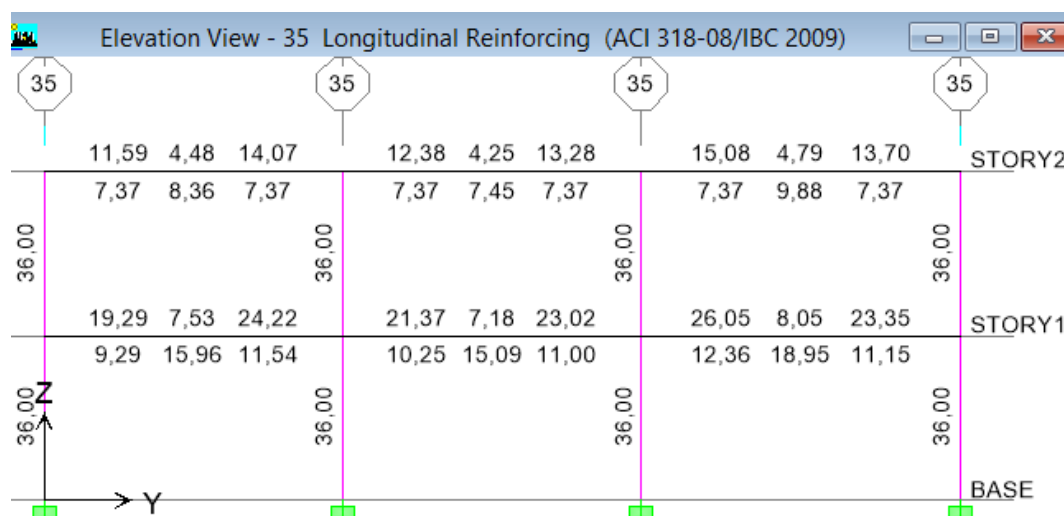


Fig. 6.94 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 35 – C. Quirúrgico- (CEC2002)

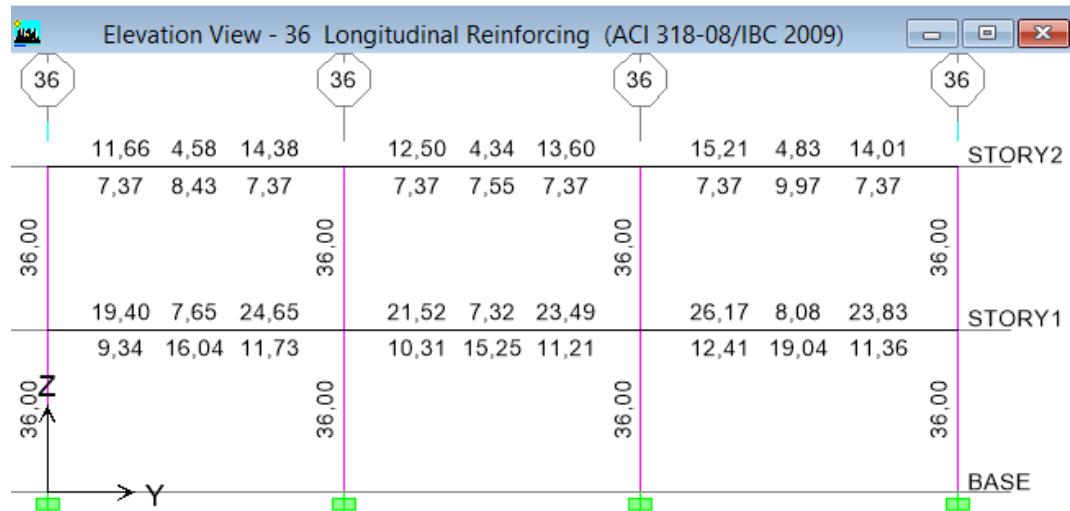


Fig. 6.95 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 36 – C. Quirúrgico- (CEC2002)

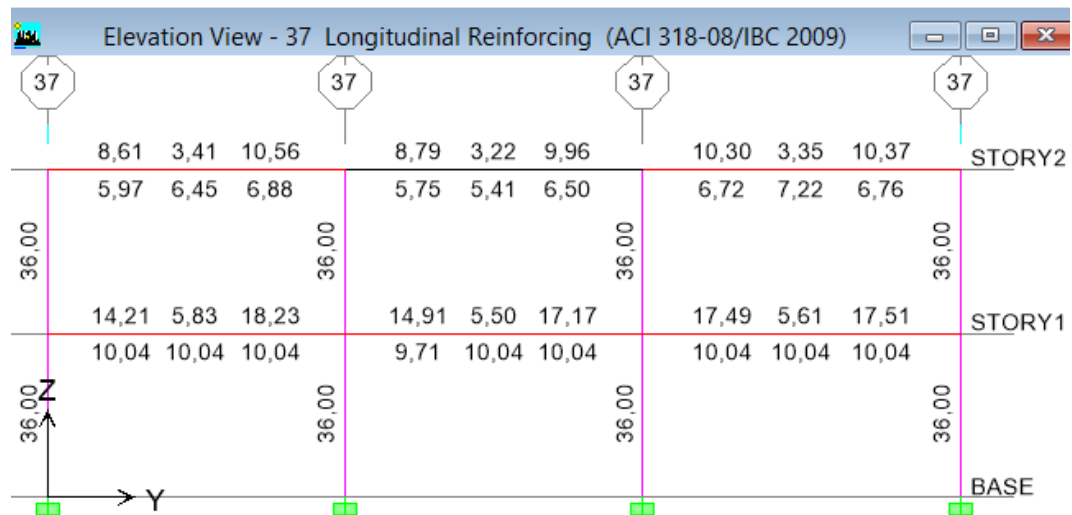


Fig. 6.96 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 37 – C. Quirúrgico- (CEC2002)

EJE Y

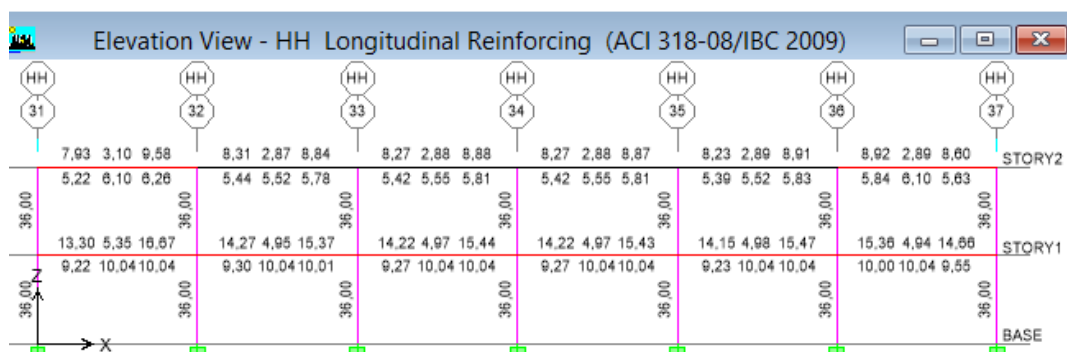


Fig. 6.97 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico HH – C. Quirúrgico- (CEC2002)

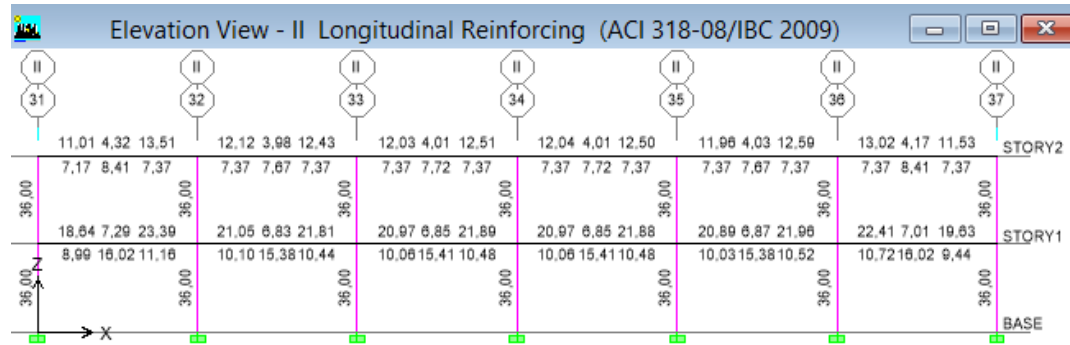


Fig. 6.98 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico II – C. Quirúrgico- (CEC2002)

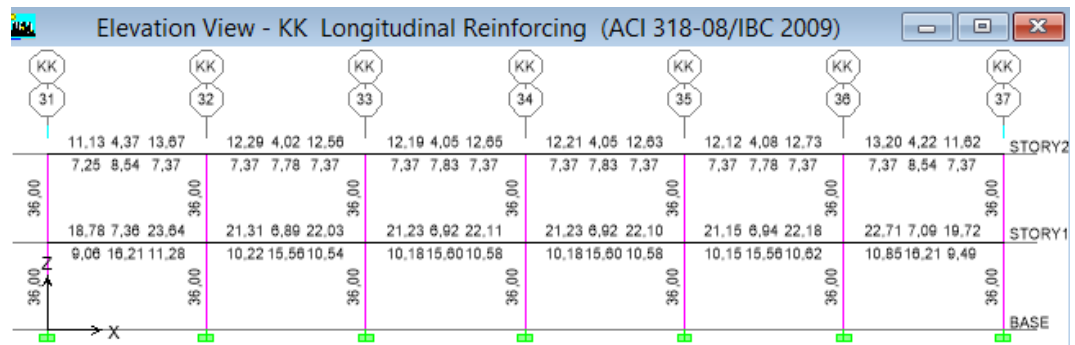


Fig. 6.99 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico KK – C. Quirúrgico- (CEC2002)

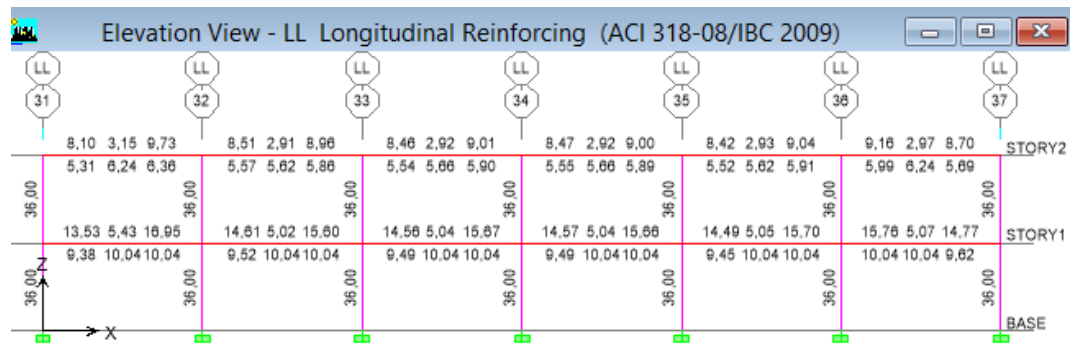


Fig. 6.100 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico LL – C. Quirúrgico- (CEC2002)

6.3 COMPARCIÓN DE RESULTADOS QUE ARROJAN LOS DOS MODELOS

MODOS DE VIBRACIÓN

HOSPITALIZACIÓN 2

Modo	NEC - 11				CEC - 2002			
	Periodo	UX	UY	RZ	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,80047	71,0516	0,1433	0,0139	0,8786	71,1597	0,1107	0,0130
2	0,75826	0,1407	71,0984	0,0270	0,8259	0,1088	71,1778	0,0355
3	0,61546	0,0187	0,0333	71,9508	0,6610	0,0160	0,0421	71,4394

Tabla 6.33 Periodos y participación modal - edificio Hospitalización 2
(NEC-11 VS CEC-2002)

ESCALERAS EMERGENCIA - HOSPITALIZACIÓN 2

Modo	NEC - 11				CEC - 2002			
	Periodo	UX	UY	RZ	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,64865	0,0502	62,8693	6,4905	0,6487	0,0502	62,8693	6,4905
2	0,37337	67,6938	0,0331	0,1966	0,3734	67,6938	0,0331	0,1966
3	0,25526	0,1216	0,8243	69,6995	0,2553	0,1216	0,8243	69,6995

Tabla 6.34 Periodos y participación modal - edificio Escaleras Emergencia
Hospitalización 2 (NEC-11 VS CEC-2002)

OBSTETRICIA

Modo	NEC - 11				CEC - 2002			
	Periodo	UX	UY	RZ	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,5592	86,7022	0,0000	0,0011	0,4049	81,0118	0,0000	0,0011
2	0,5524	0,0000	85,4661	0,0030	0,4019	0,0000	80,2996	0,0029
3	0,4853	0,0011	0,0030	85,6485	0,3524	0,0011	0,0028	80,5197

Tabla 6.35 Periodos y participación modal - edificio Obstetricia
(NEC-11 VS CEC-2002)

C. QUIRURGICO

Modo	NEC - 11				CEC - 2002			
	Periodo	UX	UY	RZ	Periodo	UX	UY	RZ
1	0,4257	0,0000	85,9373	0,0000	0,4660	0,0000	86,4289	0,0000
2	0,4033	86,4865	0,0000	0,0758	0,4449	86,9471	0,0000	0,0925
3	0,3644	0,0746	0,0000	85,9706	0,4031	0,0913	0,0000	86,4383

Tabla 6.36 Periodos y participación modal - edificio C. Quirúrgico
(NEC-11 VS CEC-2002)

DERIVAS DE PISO

HOSPITALIZACIÓN 2

Story	Load	CEC -2002		NEC - 11	
		Δ_{MX}	Δ_{MY}	Δ_{MX}	Δ_{MY}
STORY8	SXP	0,0149		0,0141	
STORY8	SYP		0,0154		0,0151
STORY7	SXP	0,0183		0,0176	
STORY7	SYP		0,0171		0,0169
STORY6	SXP	0,0203		0,0194	
STORY6	SYP		0,0185		0,0181
STORY5	SXP	0,0208		0,0198	
STORY5	SYP		0,0194		0,0190
STORY4	SXP	0,0207		0,0197	
STORY4	SYP		0,0193		0,0188
STORY3	SXP	0,0188		0,0179	
STORY3	SYP		0,0177		0,0171
STORY2	SXP	0,0147		0,0140	
STORY2	SYP		0,0137		0,0131
STORY1	SXP	0,0071		0,0066	
STORY1	SYP		0,0065		0,0065

Tabla 6.37 Derivas máximas - Análisis Estático - edificio Hospitalización 2
(CEC-2002 vs NEC-11)

ESCALERA EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2

Story	Load	CEC -2002		NEC - 11	
		Δ_{MX}	Δ_{MY}	Δ_{MX}	Δ_{MY}
STORY8	SXN	0,0037		0,0043	
STORY8	SYN		0,0112		0,0129
STORY7	SXN	0,0035		0,0040	
STORY7	SYN		0,0115		0,0131
STORY6	SXN	0,0035		0,0040	
STORY6	SYN		0,0119		0,0136
STORY5	SXP	0,0035		0,0040	
STORY5	SYN		0,0122		0,0140
STORY4	SXP	0,0034		0,0038	
STORY4	SYN		0,0121		0,0138
STORY3	SXP	0,0030		0,0034	
STORY3	SYN		0,0113		0,0129
STORY2	SXP	0,0024		0,0028	
STORY2	SYN		0,0096		0,0108
STORY1	SXP	0,0012		0,0014	
STORY1	SYN		0,0054		0,0060

Tabla 6.38 Derivas máximas - Análisis Estático - edificio Hospitalización 2
(CEC-2002 vs NEC-11)

OBTETRICIA

Story	Load	CEC -2002		NEC - 11	
		Δ_{MX}	Δ_{MY}	Δ_{MX}	Δ_{MY}
STORY2	SXP	0,0177		0,0182	
STORY2	SYP		0,0191		0,0199
STORY1	SXP	0,0113		0,0175	
STORY1	SYP		0,0118		0,0177

Tabla 6.39 Derivas máximas - Análisis Estático - edificio Obstetricia
(CEC-2002 vs NEC-11)

C. QUIRÚRGICO

Story	Load	CEC -2002		NEC - 11	
		Δ_{MX}	Δ_{MY}	Δ_{MX}	Δ_{MY}
STORY2	SXP	0,0177		0,0092	
STORY2	SYP		0,0214		0,0105
STORY1	SXP	0,0151		0,0084	
STORY1	SYP		0,0176		0,0092

Tabla 6.40 Derivas máximas - Análisis Estático - edificio C. Quirurgico (CEC-2002 vs NEC-11)

EFFECTOS P- Δ

HOSPITALIZACIÓN 2

N°	m	CEC-2002		NEC-11	
		V_i	Q_i	V_i	Q_i
8,00	30,72	12,65	0,0003	35,59	0,0002
7,00	27,72	262,95	0,0005	734,61	0,0004
6,00	23,76	218,06	0,0014	602,65	0,0011
5,00	19,80	181,72	0,0031	495,77	0,0024
4,00	15,84	156,24	0,0059	419,72	0,0047
3,00	11,88	117,18	0,0121	308,56	0,0098
2,00	7,92	72,69	0,0270	185,92	0,0226
1,00	3,96	34,42	0,0629	83,90	0,0546

Tabla 6.41 Calculo índice de estabilidad - edificio Hospitalización 2 (CEC-2002 VS NEC-11)

ESCALERAS EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2

N°	m	CEC-2002		NEC-11	
		V_i	Q_i	V_i	Q_i
8,00	30,72	3,39	0,0002	9,49	0,0002
7,00	27,72	3,74	0,0005	10,38	0,0005
6,00	23,76	3,20	0,0012	8,80	0,0011
5,00	19,80	2,67	0,0024	7,24	0,0022
4,00	15,84	2,14	0,0046	5,70	0,0045
3,00	11,88	1,60	0,0094	4,19	0,0091
2,00	7,92	1,07	0,0212	2,72	0,0209
1,00	3,96	0,53	0,0566	1,29	0,0572

Tabla 6.42 Calculo índice de estabilidad - edificio Escaleras Emergencia Hospitalización 2 (CEC-2002 VS NEC-11)

OBSTETRICIA

N°	m	CEC-2002		NEC-11	
		Vi	Qi	Vi	Qi
2,00	7,92	283,79	0,0011	300,18	0,0023
1,00	3,96	222,95	0,0044	383,38	0,0083

Tabla 6.43 Calculo índice de estabilidad - edificio Obstetricia (CEC-2002 VS NEC-11)

C. QUIRÚRGICO

N°	m	CEC-2002		NEC-11	
		Vi	Qi	Vi	Qi
2,00	7,92	283,79	0,0012	306,94	0,0013
1,00	3,96	222,95	0,0066	392,02	0,0044

Tabla 6.44 Calculo índice de estabilidad - edificio C. Quirúrgico (CEC-2002 VS NEC-11)

AREA DE ACERO VIGAS - COLUMNAS

HOSPITALIZACIÓN 2

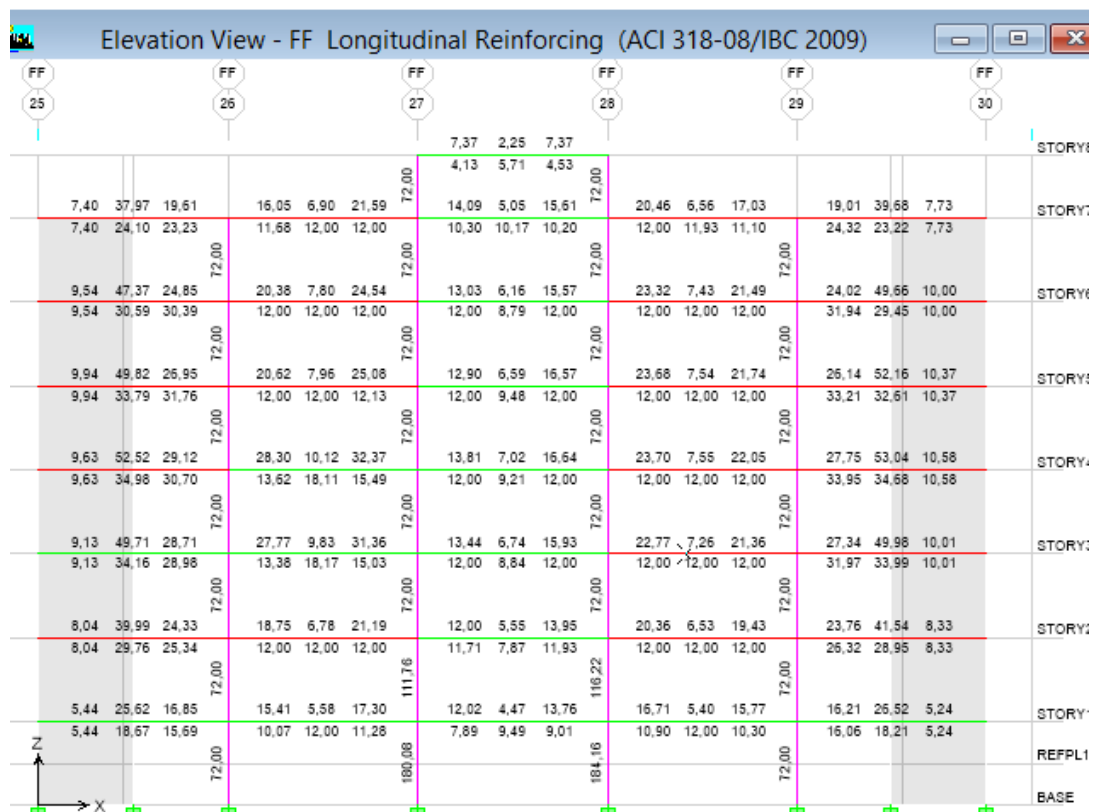


Fig. 6.101 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico FF – Hospitalización 2- (CEC-2002)

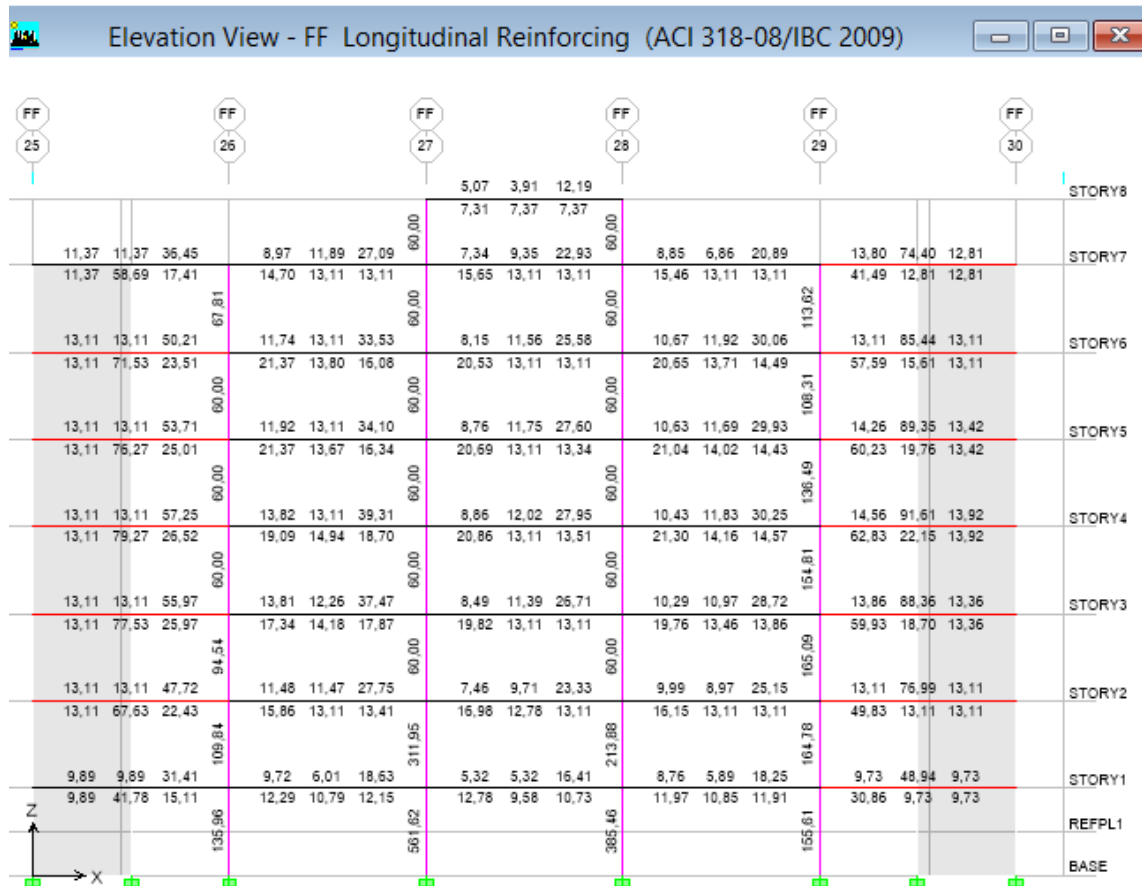


Fig. 6.102 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico FF – Hospitalización 2- (NEC-11)

ESCALERAS EMERGENCIA HOSPITALIZACIÓN 2

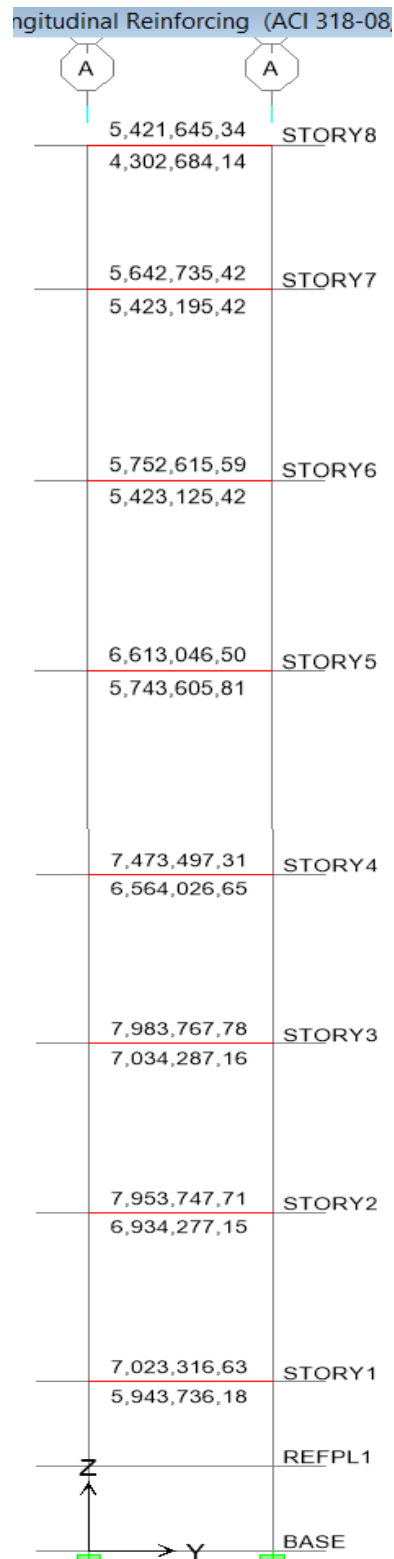


Fig. 6.103 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico A – Escaleras de Emergencia Hospitalización 2- (NEC-11)

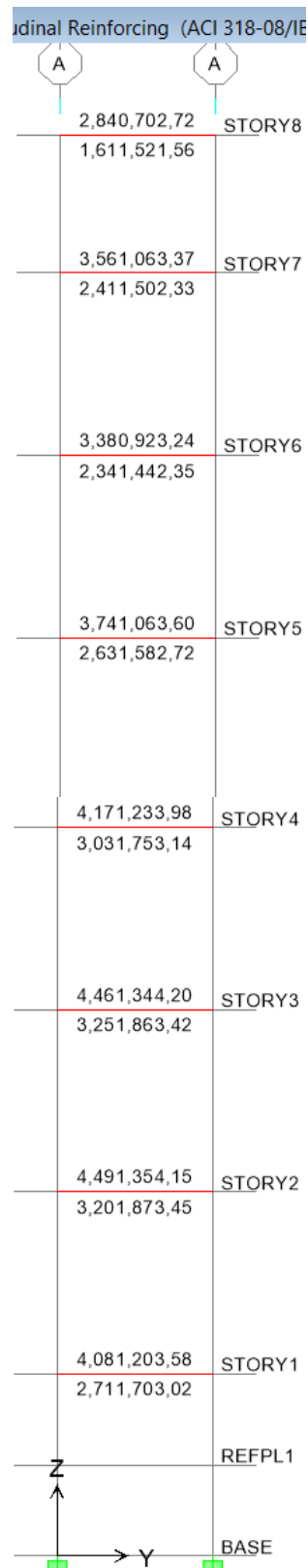


Fig. 6.104 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico A – Escalera Emergencia Hospitalización 2- (CEC-2002)

OBSTETRICIA

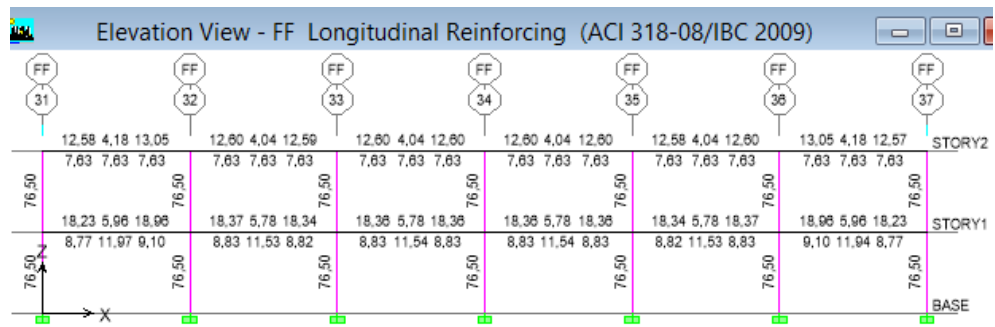


Fig. 6.105 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico FF – Obstetricia - (CEC2002)

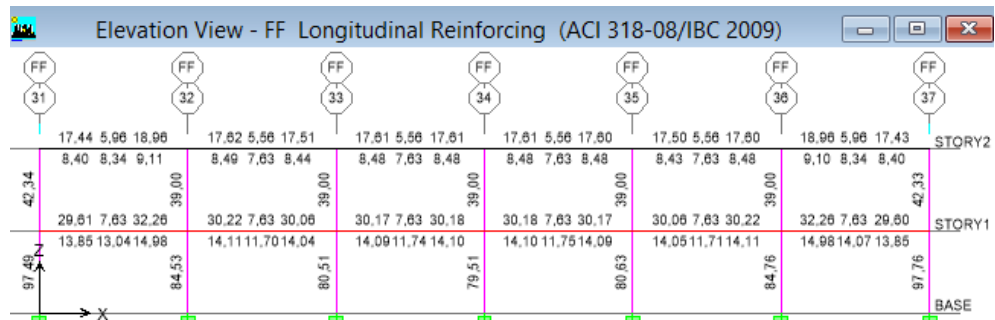


Fig. 6.106 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico FF – Obstetricia - (NEC-11)

C. QUIRÚRGICO

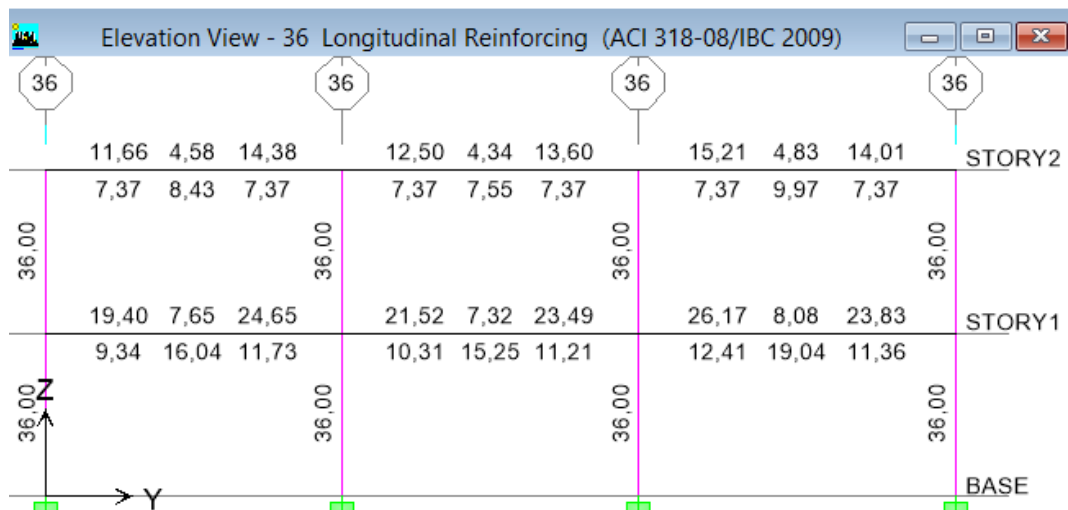


Fig. 6.107 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 36 – C. Quirúrgico- (CEC2002)

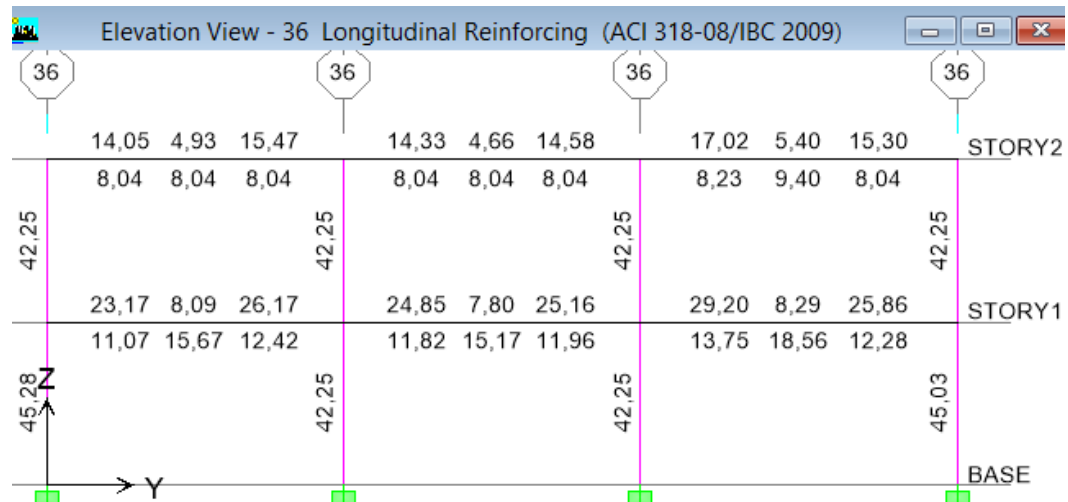


Fig. 6.108 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 36 – C. Quirúrgico- (NEC-11)

Comparando las áreas de acero para los dos casos de diseño CEC2002 y NEC11, tenemos: en el edificios alto: el acero sube con la NEC11 entre 50% a 80% en columnas cuadradas y rectangulares y en casos especiales (Escalera Emergencia Hospitalizacion2 y columnas criticas) hasta tres veces más que con el Código Ecuatoriano, en Edificios Bajos: el área que sube con relación al código Ecuatoriano de la Construcción sube entre 20% a 50%; En lo que corresponde a cuantías con las secciones planteadas en los modelos con el CEC-2002 tienen cuantías del 1% a 1.8% en cambio con la NEC-11 las cuantías suben a 2% y 3% como máximo; dando en algunos casos congestionamiento de varillas, por lo que es necesario aumentar un 20% el área bruta de sección transversal de las columnas y vigas.

CAPITULO VII

7. AISLAMIENTO BASAL DE LA ESTRUCTURA

7.1 CONDICIONES GENERALES EN EL DISEÑO DE AISLACIÓN BASAL

En este capítulo para obtener un sistema efectivo de aislación este deberá satisfacer algunos requerimientos, los cuales son:

- a) Resistir el peso propio y sobrecargas de la estructura cumpliendo con un factor de seguridad proporcionado.
- b) Flexibilidad horizontal de modo de aumentar el período fundamental de vibración de la estructura a una zona de menor aceleración espectral.
- c) Rigidez vertical alta para evitar la amplificación vertical o el balanceo de la estructura.
- d) Proporcionar un adecuado nivel de amortiguamiento de modo de comprimir la solicitud de deformación sobre el sistema de aislación.
- e) Soportar las deformaciones de corte que serán aplicadas por un sismo de gran intensidad.
- f) Conservar su estabilidad vertical a la exposición movimientos sísmicos severos.
- g) Rigidez capaz para resistir las cargas de servicio de una estructura de modo de disipar vibraciones incómodas.
- h) Certificar una vida útil a lo menos igual al de la estructura o proporcionar de algún sistema que facilite el reemplazo de los aisladores.
- i) La seguridad del sistema de aislación no debe estar limitada a la presencia de un sismo severo, es decir, el sistema debe ser seguro durante el sismo y después de él, para resistir las posibles réplicas.
- j) El Aislador deberá durar efectivo a través de un rango normal de condiciones climáticas y ambientales.

7.2 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE AISLACIÓN BASAL PARA LA ESTRUCTURA

Se analizará dos sistemas de aislación, los cuales han presentado buen comportamiento ha sido demostrado tanto teórica como experimentalmente, no mostrando problemas en la estructura frente a sismos de gran magnitud; los sistemas escogidos son:

- ✓ Aislador Elastomérico de alto y bajo amortiguamiento (HDR).
- ✓ Aislador Elastomérico con núcleo de plomo (LRB).

7.2.1 DISEÑOS DE LOS SISTEMAS DE AISLACIÓN

Se presenta el proceso de diseño de los aisladores, según lo establecido en la NCH 2745 y a los procedimientos propuestos por la tesis de “JAIME ARRIAGADA, Aislación sísmica de un edificio de oficina de siete pisos”, organizando la que se cree la mejor secuencia de diseño, cabe mencionar que el proceso es iterativo y que el punto de partida dependerá de los datos y características de entrada que se dispongan, por lo que no se anula la utilización de otro método, siendo lo importante que el sistema de aislación cumpla con los objetivos y con las verificaciones necesarias para asegurar un excelente comportamiento dando seguridad a la estructura. Al final de este procedimiento se obtendrá las características finales tanto de propiedades como de geometría para cada tipo de aislador.

Los datos que son comunes para los dos sistemas de aislación en estudio; junto con otros datos específicos de cada sistema, serán los que de alguna manera determinaran cómo iniciar el diseño.

Datos en común:

- a) Número de aisladores que se utilizaran para el sistema de aislación de la estructura, que se denominará N.
- b) Peso total de la estructura sobre el sistema de aislación: W, este corresponde al peso propio del edificio más un 25 % de la sobrecarga de uso.
- c) Periodo objetivo deseado: TD.

- d) Carga máxima ($P_{m\acute{a}x}$) bajo la cual estará actuando el aislador bajo su vida útil, la cual está dada por la combinación de peso propio más sobrecarga y sismo.
- e) Carga mínima ($P_{m\acute{i}n}$) bajo la cual estará actuando el aislador durante su vida útil.

7.2.2 DISEÑO DEL AISLADOR ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO

7.2.2.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UN AISLADOR

Se presenta el procedimiento paso a paso del diseño de un aislador HDR es presentada por la tesis de “JAIME ARRIAGADA, Aislación sísmica de un edificio de oficina de siete pisos”, a partir de los datos iniciales que se tienen, y se determinan algunos datos particulares para el sistema:

- a) Se establece los límites para la deformación de corte directa máxima, γ_s y de la deformación de corte máxima admisible $\gamma_{m\acute{a}x}$.
- b) Se calcula el desplazamiento de diseño (D_D) y el desplazamiento máximo (D_M).

$$D_D = \frac{C_D}{\beta_D} \quad (Ec. 7.1)$$

Donde:

D_D = Desplazamiento de Diseño

C_D = Coeficiente sísmico de desplazamiento

β_D = Factor que depende del amortiguamiento efectivo

$$D_M = \frac{C_M}{\beta_M} \quad (Ec. 7.2)$$

D_M = Desplazamiento Máximo

C_M = Coeficiente sísmico de desplazamiento para desplazamiento máximo

β_D = Factor que depende del amortiguamiento efectivo

Tipo de suelo	Descripción
I	Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ igual o mayor que 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.
II	<p>a) Suelo con v_s igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien,</p> <p>b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³, o índice de densidad $ID(DR)$ (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien</p> <p>c) Arena densa, con $ID(DR)$ mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado s_u igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras.</p> <p>En todo los casos, las condiciones indicadas se deben cumplir independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se debe clasificar como tipo I.</p>
III	<p>a) Arena permanentemente no saturada, con $ID(DR)$ entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien,</p> <p>b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>c) Suelo cohesivo con s_u comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien,</p> <p>d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo II.</p>
IV	<p>Suelo cohesivo saturado con s_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo III.</p>

Fig. 7.1 Tipos de Suelo según la NCh – 2745

En la figura 7.1 tenemos los tipos de suelo según la norma NCH-2745 en la cual elegimos el suelo más similar al suelo de Ambato para determinar el desplazamiento de diseño (D_M).

TIPO DE SUELO	C_D (mm)	C_M (mm)
I	200 Z	200 MM Z
II	300 Z	300 MM Z
III	330 Z	330 MM Z

Tabla 7.1 Coeficiente Sísmico de Desplazamiento

ZONA SISMICA	Z
1	0,75
2	1,00
3	1,25

Tabla 7.2 Factor depende de la Zonificación NCh 433

ZONA SISMICA	MM
1	1,20
2	1,20
3	1,20

Tabla 7.3 Factor de Amplificación para sismo máximo posible

Amortiguamiento Efectivo BD o BM como Porcentaje del amortiguamiento Critico	Factor BD o BM
≤ 2	0,80
5	1,00
10	1,20
20	1,50
130	1,70
40	1,90
≥ 50	2,00

Tabla 7.4 Amortiguamiento efectivo BD o BM

- c) Se estima un valor del amortiguamiento.
- d) Se decide por la forma de la sección transversal.
- e) Se establece la tensión admisible de compresión, σ_{AC}
- f) Se determina el sistema de conexión de los aisladores.

Luego de esto se procede a realizar el proceso iterativo de cálculo para el diseño, el cual se detalla en los siguientes pasos:

Paso 1. Calcular la rigidez horizontal total, del todo el sistema de aislación, y luego de cada aislador en forma independiente, dado por:

$$K_{HTotal} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g} \quad (Ec. 7.3)$$

$$K_H = \frac{K_{HTotal}}{N} \quad (Ec. 7.4)$$

Donde:

K_{HTotal} =Rigidez total necesaria de los aisladores de base,

K_H =Rigidez de un Aislador,

W =Peso sísmico del edificio

T_D =Periodo deseado

g =Gravedad

N =Numero de Aisladores

Paso 2. Con la tensión admisible de compresión y la carga máxima (Pmax), se establece el área del aislador, que viene dado por:

$$A = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\sigma_{AC}} \quad (Ec. 7.5)$$

Donde:

A =Area de un aislador

$P_{m\acute{a}x}$ = Carga axial máxima

σ_{AC} =Esfuerzo Admisible en compresión del neopreno

Con esto se puede saber el diámetro del aislador.

Paso 3. Se calcula un valor para H_r , utilizando la deformación lateral por corte y el desplazamiento de diseño, con la siguiente relación:

$$H_r = \frac{D_D}{\gamma_s} \quad (Ec. 7.6)$$

H_r =Altura necesaria de elastómero

D_D =Deplazamiento del diseño

γ_s =Deformación por corte

Paso 4. Se calcula el valor del módulo de corte, G de la goma, haciendo uso de los datos anteriores, el valor de G se verifica que este dentro de ciertos rangos típicos y posibles dentro de las ofertas del mercado.

$$G = \frac{K_H * H_r}{A} \quad (Ec. 7.7)$$

Donde:

G = Módulo de Corte del elastómero

K_H =Rigidez de un Aislador

H_r =Altura del elastómero

A =Area de un Aislador

Paso 5. Se estima un valor para el espesor de la capa de goma, t_r de acuerdo a la experiencia y las recomendaciones. Este valor es muy importante ya que controla la flexibilidad horizontal del aislador e influye en la rigidez vertical a través del factor de forma.

Paso 6. Se calcula el valor del factor de forma, S, el cual es un parámetro adimensional que mide el “tamaño relativo” de una lámina de goma, se define como la razón entre el área cargada de la goma y el área que está libre de hinchamiento (libre de confinamiento a la expansión):

$$S = \frac{\text{Area cargada}}{\text{Area libre de inchamiento}}$$

Y estos casos de aisladores anulares resulta ser:

$$S = \frac{D_e - D_i}{4t_r} \quad (Ec. 7.8)$$

S =Factor de Forma

D_e = Diámetro exterior

D_i =Diametro Interior

t_r =Espesor de una capa de elastómero

Se recomienda que este valor sea mayor a 10 en los aisladores, ya que esto asegura que la rigidez vertical será la adecuada y no presentara valores bajos que no serían deseados. Si no se cumple esta condición se vuelve al punto 6 [12].

Paso 7. Según el valor del espesor de la capa de goma y el valor del espesor del espesor total de goma calculado se determina el número de capas de goma, dada por:

$$n = \frac{H_r}{t_r} \quad (Ec. 7.9)$$

Donde:

n = Número de capas de elastómero

H_r =Altura del elastómero

t_r =Espesor de una capa de elastómero

Paso 8. Se propone un valor para las placas de acero, t_s y se verifica que la tensión de trabajo no sobrepase el valor admisible. Para esto primero se calcula el valor de la tensión máxima de tracción en las placas, σ_s la cual depende del cociente entre los espesores de la capa de goma y la de acero y de la tensión de compresión máxima en el aislador; luego se tiene la tensión admisible σ_{adm} , y se debe cumplir que σ_s no sobrepase a σ_{adm} para que le valor propuesto sea válido:

$$\sigma_s = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{AC} \quad (Ec. 7.10)$$

$$\sigma_{adm} = 0.75\sigma_y \quad (Ec. 7.11)$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{adm}$$

Donde:

σ_s = Esfuerzo de trabajo de las placas de acero

σ_{adm} = Esfuerzo admisible del acero

σ_{AC} = Esfuerzo a compresión del elastómero

σ_y = Esfuerzo de fluencia del acero

Paso 9. Calcular la altura total del aislador, la cual es la suma de las capas de goma y las placas de acero que es la altura parcial del aislador h , más las placas de acero superior e inferior lo cual entrega la altura total del aislador H :

$$h = H_r + (n - 1)t_s \quad (Ec. 7.12)$$

$$H = h + 2t_{ext} \quad (Ec. 7.13)$$

Donde:

H = Altura del Aislador

H_r = Espesor de las capas de neopreno

h = Altura del aislador parcial (placas de elastómero y acero)

t_s = Espesor de las capas de acero

n = Numero de capas del elastómero

t_{ext} = Espesor de las placas de anclaje

Paso 10. Cálculo de la rigidez y frecuencia vertical, se debe verificar que el sistema de aislación posea una rigidez vertical mínima de manera de

disminuir deformaciones verticales y amplificaciones de las aceleraciones, esto se logra con una frecuencia vertical que sea superior a 10Hz. La expresión para la rigidez vertical de un aislador es:

$$K_V = \frac{E_c A}{H_r} \quad (Ec.7.14)$$

Donde:

K_V = Rigidez vertical del Aislador

E_c =Modulo de compresión del aislador (conjunto acero- elastómero)

A = Área de las placas de acero

H_r =Altura del elastómero

En este estudio se decide por adoptar el que recomienda la norma NCh2745, que es:

$$\frac{1}{E_c} = \left(\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K} \right) \quad (Ec.7.15)$$

Donde:

E_c = Módulo de compresión del aislador (conjunto acero- elastómero)

G = Módulo de corte del elastómero

S =Factor de Forma

K =Modulo de compresibilidad del elastómero (depende de la dureza del mismo)

En que K es el módulo de compresibilidad de la goma se considera que su valor es 20000 Kg/cm².

En el cálculo de la frecuencia vertical, si su valor es menor a 10 Hz, se debe revisar el espesor de la capa de goma en el punto 5.

La frecuencia vertical viene dada por:

$$f_V = \sqrt{6} s f_H \quad (Ec. 7.16)$$

Donde:

f_V = Frecuencia vertical del aislador

f_H = Frecuencia horizontal del aislador

S = Factor de forma

Otra manera de evaluar la frecuencia vertical del aislador es con la siguiente:

Paso 11. Después de haber realizado las iteraciones, y las modificaciones necesarias, se calcula el valor del periodo objetivo o de diseño a partir de los datos calculados para ver que no se haya alejado de cual se comenzó en el diseño.

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{W}{K_H * g}} \quad (Ec. 7.17)$$

Donde:

T = Periodo de diseño

W = Peso Sísmico de la estructura

K_H = Rigidez total de los Aisladores

g = Aceleración de la gravedad

Paso 12. Se calcula la deformación angular máxima, la cual debe estar bajos ciertos límites para asegurar que el aislador soportará el caso de un sismo de gran magnitud. La deformación angular máxima está dada por la suma de las deformaciones angulares asociadas al corte, compresión y flexión del aislador, sin embargo esta última se puede despreciar por la poca influencia en comparación con las otras [6], las siguientes son las expresiones que controlan este estado:

$$\gamma_{m\acute{a}x} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_b \approx \gamma_s + \gamma_c \quad (Ec. 7.18)$$

$$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r} \quad (Ec. 7.19)$$

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c \quad (Ec. 7.20)$$

$$\varepsilon_c = \frac{P_{m\acute{a}x}/A}{E_0(1 + 2kS^2)} \quad (Ec. 7.21)$$

Donde:

$\gamma_{m\acute{a}x}$ = Deformación máxima del aislador

γ_s = Deformación de corte

γ_c = Deformación por compresión

γ_b = Deformación por flexión (despreciable)

D_M = Desplazamiento máximo del aislador

H_r = Espesor del Elastómero

S = Factor de Forma

ε_c = Deformación Axial media de la capa del elastómero

$P_{m\acute{a}x}$ = Carga máxima

A = Área del Aislador

E_0 = Factor dado por el fabricante

k = Valor que se considera entre 0.7 a 1.0

En donde el valor de E_0 es un dato del fabricante y el valor de k se considera por lo general entre 0.7 y 1. La deformación máxima aceptable se puede expresar por [7]:

$$\gamma_{m\acute{a}x}^{propuesto} = \frac{0.85\varepsilon_b}{F.S} \quad (Ec. 7.22)$$

$\gamma_{m\acute{a}x}^{propuesto}$ = Deformación máxima aceptable

ε_b = Factor que por lo general se considera igual a 5.5

En donde ε_b se considera por lo general igual a 5.5 y el factor de seguridad igual o superior a 1.5. Finalmente tenemos:

$$\gamma_{m\acute{a}x} \leq \gamma_{m\acute{a}x}^{Propuesto}$$

Si no se cumple la condición se debe cambiar la altura de la goma o elastómero en el paso 3.

Paso 13. Verificación al pandeo, esta condición de estabilidad tiene su fundamento en que bajo la combinación de corte y compresión se puede producir pandeo por flexión, lo que produce que la ecuación para la rigidez horizontal no sea exacta, ya que el pandeo causa algunas inclinaciones de las placas internas, haciendo que las caras de los elementos individuales no sean tan paralelas, lo que cambia un poco el comportamiento de las láminas de goma. Por esto se calcula el valor de la carga crítica para la cual ocurre el fenómeno de pandeo y luego se verifica un factor de seguridad adecuado, que por lo general corresponde a 2, para la carga vertical máxima, la secuencia de expresiones para esto son:

$$P_{crit} = \frac{P_s}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_s}} - 1 \right) \quad (Ec. 7.23)$$

Donde:

P_{crit} = Carga crítica capaz de provocar pandeo del aislador

P_s = Rigidez de corte efectiva

P_E = Carga de alabeo para una columna sin deformación

En donde P_s es una rigidez de corte efectiva y A_S es un área de corte efectiva

$$P_s = (GA)_{eff} = GA_S \quad (Ec. 7.24)$$

$$A_s = A \frac{h}{Hr} \quad (Ec. 7.25)$$

Donde:

P_s = Rigidez de corte efectiva

G = Módulo de corte

A_s = Área de corte efectiva

A = Área del Aislador

h = Altura del aislador parcial (placas de elastómero y acero)

Hr = Altura de una capa de elastómero

La carga de alabeo para una columna sin deformación al esfuerzo al corte es:

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{h^2} \quad (Ec. 7.26)$$

Donde:

P_E = Carga de alabeo para una columna sin deformación

$(EI)_{eff}$ = Rigidez a la inclinación

En donde $(EI)_{eff}$ es la rigidez a la inclinación también denominada “tilting”:

$$(EI)_{eff} = \frac{1}{3} E_c I \quad (Ec. 7.27)$$

$$I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D_e}{2} \right)^4 - \left(\frac{D_i}{2} \right)^4 \right] \quad (Ec. 7.28)$$

Donde:

$(EI)_{eff}$ = Rigidez a la inclinación

E_c = Modulo de Compresión del Aislador

I =Inercia del Aislador

D_e =Diametro externo

D_i =Diametro interno

Finalmente se debe cumplir la siguiente condición para asegurar el buen comportamiento del aislador frente a las cargas que generan el pandeo:

$$\frac{P_{crit}}{P_{m\acute{a}x}} \geq FS \Rightarrow FS \approx 2$$

Donde:

P_{crit} =Carga critica capaz de provocar pandeo del aislador

$P_{m\acute{a}x}$ =Carga máxima actuante

FS =Factor de seguridad

Si no se cumple la condición de pandeo se debe cambiar el diámetro o la altura de la goma, volviendo al paso 2 o 3.

Paso 14. Verificación al volcamiento, en este caso se determina el máximo desplazamiento posible ante el cual se puede producir el volcamiento o “roll out”, esto es para una carga vertical mínima; la expresión para el desplazamiento es:

$$D_{m\acute{a}x} = \frac{P_{Min} \phi}{P_{Min} + K_H H} \quad (Ec. 7.29)$$

Donde:

$D_{m\acute{a}x}$ = Desplazamiento máximo

P_{Min} =Carga mínima

K_H =Rigidez Horizontal

H =Altura total del Aislador

Luego se define el factor de seguridad para el volcamiento, que por lo general es 2, dado por:

$$FS = \frac{D_{Max}}{D_D} \quad (Ec. 7.30)$$

Donde:

FS =Factor de Seguridad

D_{Max} =Desplazamiento Máximo

Este factor de seguridad es importante verificarlo si el aislador está conectado a la estructura por medio de llaves de corte ("dowel type") o clavijas, ya que en este caso es más factible que se produzca el fenómeno. Si el aislador está conectado por medio de pernos, este factor de seguridad no adquiere tanta importancia, porque el tipo de conexión evita el volcamiento, de todas maneras se considera recomendable que sea mayor que uno. Para nuestro caso se utilizan conexiones de tipo fija o de pernos.

7.2.2.2 DISEÑO DEL AISLADOR

HOSPITALIZACIÓN 2 (Cálculo Típico)

Datos en Generales:

- ✓ Numero de Aisladores en la Estructura: **N = 36 u**
- ✓ Peso de la Estructura + 25% sobrecarga por su uso: **W = 10.119,05 T**
- ✓ Carga Máxima = Peso Propio + Sobrecarga + Sismo: **P_{máx} = 739,55 T**
- ✓ Carga Mínima: **P_{mín} = 51,14 T**
- ✓ Gravedad: **g = 9,81 m/s²**

Datos Particulares para el Sistema:

- ✓ Deformación de Corte Directa Máxima: **$\gamma_s = 150\%$**
- ✓ Deformación de Corte Máxima Admisible: **$\gamma_{máx} = 250\%$**
- ✓ Desplazamiento de Diseño:

$$D_D = \frac{C_D}{\beta_D} \quad (Ec. 7.1)$$

$$C_D = 300 * Z ; \text{Tabla 7.1} \rightarrow Z = 1,25 ; \text{Tabla 7.2}$$

$$\beta_D = 1,20 ; \text{Tabla 7.4}$$

$$D_D = \frac{330 * 1,25}{1,20}$$

$$\mathbf{D_D = 343,75 \text{ mm}}$$

Desplazamiento Total de Diseño:

$$D_{TD} = 1,10 * D_D$$

$$D_{TD} = 1,10 * 343,75$$

$$\mathbf{D_{TD} = 378,13 \text{ mm}}$$

✓ Desplazamiento Máximo:

$$D_M = \frac{C_M}{\beta_M} \quad (Ec. 7.2)$$

$$C_M = 300 * MM * Z ; \text{Tabla 7.1} \rightarrow Z = 1,25 ; \text{Tabla 7.2}$$

$$\rightarrow MM = 1,20 ; \text{Tabla 7.3}$$

$$\beta_M = 1,20 ; \text{Tabla 7.4}$$

$$D_M = \frac{330 * 1,20 * 1,25}{1,20}$$

$$\mathbf{D_M = 412,50 \text{ mm}}$$

Desplazamiento Total de Diseño:

$$D_{TM} = 1,10 * D_D$$

$$D_{TM} = 1,10 * 412,50$$

$$\mathbf{D_{TM} = 453,75 \text{ mm}}$$

✓ Diámetro Inicial Adoptado: $\mathbf{D_i = 150,00 \text{ mm}}$

✓ Se estima un Valor de Amortiguamiento: $\mathbf{\beta = 10\%}$

✓ Forma de Sección Transversal: **Anular**

- ✓ Tensión Admisible de Compresión: $\sigma_{AC} = 90 \text{ Kg/cm}^2$
- ✓ Sistema de Conexión de los Aisladores: **Sistema de pernos**

Proceso Interactivo:

PASO 1:

- Rigidez Total de los Aisladores:

$$K_{HTotal} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g} \quad (Ec. 7.3)$$

$$K_{HTotal} = \frac{4\pi^2 * 10.119,05}{2^2 * 9,81}$$

$$K_{HTotal} = 10.180,53 \text{ T/m}$$

- Rigidez de un Aislador:

$$K_H = \frac{K_{HTotal}}{N} \quad (Ec. 7.4)$$

$$K_H = \frac{10.180,53}{36}$$

$$K_H = 282,79 \text{ T/m}$$

PASO 2:

- Área del Aislador, Diámetro Externo Aislador:

$$A = \frac{P_{máx}}{\sigma_{AC}} \quad (Ec. 7.5)$$

$$A = \frac{739,55 * 1000}{90}$$

$$A = 8.217,22 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \left(\frac{D_e^2}{4} - \frac{D_i^2}{4} \right)$$

$$D_e = 2 * \sqrt{\frac{A}{\pi} + \frac{D_i^2}{4}}$$

$$D_e = 2 * \sqrt{\frac{8.217,22}{\pi} + \frac{15^2}{4}}$$

$$D_e = 103,38cm \therefore D_e = \mathbf{105cm}$$

$$A = \pi \left(\frac{105^2}{4} - \frac{15^2}{4} \right)$$

$$A = \mathbf{8.482,30 \text{ cm}^2}$$

PASO 3:

- Altura necesaria Elastómero:

$$H_r = \frac{D_D}{\gamma_s} \quad (\text{Ec. 7.6})$$

$$H_r = \frac{(343,75/10)}{150\%}$$

$$H_r = 22,92cm \therefore H_r = \mathbf{23,00cm}$$

PASO 4:

- Módulo de Corte:

$$G = \frac{K_H * H_r}{A} \quad (\text{Ec. 7.7})$$

$$G = \frac{282,79 * 10 * 23}{8.482,30}$$

$$G = \mathbf{7,67kg/cm^2}$$

PASO 5:

- Espesor de la capa del elastómero (experiencia y recomendaciones):

$$t_r = \mathbf{9,00 \text{ mm}}$$

PASO 6:

- Valor de Forma:

$$S = \frac{D_e - D_i}{4t_r} \quad (Ec. 7.8)$$

$$S = \frac{105 - 15}{4 * \frac{9}{10}}$$

$$S = 25 > 10 \therefore OK$$

PASO 7:

- Número de Capas de Elastómero:

$$n = \frac{H_r}{t_r} \quad (Ec. 7.9)$$

$$n = \frac{23}{\frac{9}{10}}$$

$$n = 26 u$$

- Altura del Elastómero:

$$H_r = n * t_r$$

$$H_r = 26 * \frac{9}{10}$$

$$H_r = 23,40 \text{ cm}$$

PASO 8:

- Espesor placas de acero:

$$t_s = 3,00 \text{ mm}$$

- Esfuerzo de Trabajo:

$$\sigma_s = 1,5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{AC} \quad (Ec. 7.10)$$

$$\sigma_s = 1,5 * \frac{9}{3} * 90$$

$$\sigma_s = 405,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 0.75\sigma_y \quad (Ec. 7.11)$$

$$\sigma_{adm} = 0.75 * 2400$$

$$\sigma_{adm} = 1.800,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{adm}$$

$$405,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.800,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{Ok}$$

PASO 9:

- Altura del Aislador parcial (Placas del Elastómero + acero):

$$h = H_r + (n - 1)t_s \quad (Ec. 7.12)$$

$$h = 23,40 + (26 - 1) * 0,3$$

$$h = 30,90 \text{ cm}$$

- Espesor de la placa de Anclaje:

$$t_{ext} = 2,50 \text{ cm}$$

- Altura del Aislador:

$$H = h + 2t_{ext} \quad (Ec. 7.13)$$

$$H = 30,90 + 2 * 2,5$$

$$H = 35,90 \text{ cm}$$

PASO 10:

- Módulo de Compresión del Elastómero del Aislador:

$$K = 20.000,00 \text{ Kg/cm}^2$$

- Módulo de Compresión del Aislador (Conjunto Acero – Elastómero):

$$\frac{1}{E_c} = \left(\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K} \right) \quad (Ec. 7.15)$$

$$E_c = \left(\frac{1}{6 * 7,67 * 25^2} + \frac{4}{3 * 20.000,00} \right)^{-1}$$

$$E_c = 9.858,61 \text{ Kg/cm}^2$$

- Rigidez Vertical del Aislador:

$$K_V = \frac{E_c A}{H_r} \quad (Ec. 7.14)$$

$$K_V = \frac{9.858,61 * 8.482,30}{23,40}$$

$$K_V = 3'573.661,86 \text{ Kg/cm}$$

- Frecuencia Horizontal:

$$f_H = 0,50 \text{ Hz}$$

- Frecuencia Vertical:

$$f_V = \sqrt{6} s f_H \quad (Ec. 7.16)$$

$$f_V = \sqrt{6} * 25 * 0,50$$

$$f_V = 30,62 \text{ Hz} > 10,00 \text{ Hz} \therefore \text{Ok}$$

PASO 11:

- Periodo de Diseño:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{W}{K_H * g}} \quad (Ec. 7.17)$$

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{10.119,05}{10,180,53 * 9,81}}$$

$$T = 2,00 \text{ s} \approx T_D = 2,00 \text{ s} \therefore \text{Ok}$$

PASO 12:

- Deformación de Corte:

$$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r} \quad (Ec. 7.19)$$

$$\gamma_s = \frac{412,50/10}{23,40}$$

$$\gamma_s = 1,76$$

- Deformación Axial Media:

$$\varepsilon_c = \frac{P_{m\acute{a}x}/A}{E_0(1 + 2kS^2)} \quad (Ec. 7.21)$$

$$\varepsilon_c = \frac{739,55 * 1000 / 8.482,30}{15,32 * (1 + 2 * 1 * 25^2)}$$

$$\varepsilon_c = 0,004549$$

- Deformación de Compresión:

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c \quad (Ec. 7.20)$$

$$\gamma_c = 6 * 25 * 0,004549$$

$$\gamma_c = 0,68$$

- Deformación a la Flexión:

$$\gamma_b = - - Despresiable$$

- Deformación Máxima del Aislador:

$$\gamma_{m\acute{a}x} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_b \approx \gamma_s + \gamma_c \quad (Ec. 7.18)$$

$$\gamma_{m\acute{a}x} = 1,76 + 0,68$$

$$\gamma_{m\acute{a}x} = 2,44$$

$$\gamma_{m\acute{a}x}^{propuesto} = \frac{0.85\varepsilon_b}{F.S} \quad (Ec. 7.22)$$

$$\gamma_{m\acute{a}x}^{propuesto} = \frac{0.85 * 5,5}{1,5}$$

$$\gamma_{\max}^{\text{propuesto}} = 3,12$$

$$\gamma_{\max} \leq \gamma_{\max}^{\text{Propuesto}}$$

$$2,44 < 3,12 \quad \therefore \quad \text{Ok}$$

PASO 13:

- Área de Corte Efectiva:

$$A_S = A \frac{h}{Hr} \quad (\text{Ec. 7.25})$$

$$A_S = 8.482,30 \frac{30,90}{23,40}$$

$$A_S = 11.200,99 \text{ cm}^2$$

- Rigidez de Corte Efectiva:

$$P_S = (GA)_{\text{eff}} = GA_S \quad (\text{Ec. 7.24})$$

$$P_S = 7,67 * 11.200,99$$

$$P_S = 85.911,59 \text{ Kg}$$

- Inercia del Aislador:

$$I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D_e}{2} \right)^4 - \left(\frac{D_i}{2} \right)^4 \right] \quad (\text{Ec. 7.28})$$

$$I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{105}{2} \right)^4 - \left(\frac{15}{2} \right)^4 \right]$$

$$I = 5'964.117,30 \text{ cm}^4$$

- Rigidez a la Inclinación:

$$(EI)_{\text{eff}} = \frac{1}{3} E_c I \quad (\text{Ec. 7.27})$$

$$(EI)_{eff} = \frac{1}{3} * 9.858,61 * 5'964.117,30$$

$$(EI)_{eff} = \mathbf{19.599'302.151,65 \text{ Kg} - cm^2}$$

- Carga de Alabeo (para columnas sin Deformación):

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{h^2} \quad (Ec. 7.26)$$

$$P_E = \frac{\pi^2 * 19.599'302.151,65}{30,90^2}$$

$$\mathbf{P_E = 202'592.514,50 \text{ Kg}}$$

- Carga Crítica:

$$P_{crit} = \frac{P_s}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_s}} - 1 \right) \quad (Ec. 7.23)$$

$$P_{crit} = \frac{85.911,59}{2} * \left(\sqrt{1 + 4 \frac{202'592.514,50}{85.911,59}} - 1 \right)$$

$$\mathbf{P_{crit} = 4'129.200,75 \text{ Kg}}$$

- Factor de Seguridad:

$$\frac{P_{crit}}{P_{m\acute{a}x}} \geq FS \Rightarrow FS \approx 2$$

$$\frac{4'129.200,75}{739,55 * 1.000} \geq 2$$

$$\mathbf{5,58 > 2 \therefore Ok}$$

PASO 14:

- Desplazamiento Máximo:

$$D_{m\acute{a}x} = \frac{P_{Min} \phi}{P_{Min} + K_H H} \quad (Ec. 7.29)$$

$$D_{m\acute{a}x} = \frac{51,14 * 105}{51,14 + \frac{282,79}{100} * 30,90}$$

$$D_{m\acute{a}x} = 38,76 \text{ cm}$$

- Factor de Seguridad:

$$FS = \frac{D_{Max}}{D_D} \quad (Ec. 7.30)$$

$$FS = \frac{38,76}{\frac{343,75}{10}}$$

$FS > 1$; Caso se utilizan conexiones de tipo fija o pernos

$$FS = 1,13 > 1 \therefore Ok$$

RESUMEN DE DISEÑO:

- ✓ Diámetro Exterior: $D_e = 105,00 \text{ cm}$
- ✓ Diámetro Interior: $D_i = 15,00 \text{ cm}$
- ✓ Altura Total: $H = 35,90 \text{ cm}$
- ✓ Altura Elastómero: $H_r = 23,40 \text{ cm}$; Capas = 26 u de $tr = 9,00 \text{ mm}$
- ✓ Altura del Acero: $H_s = 7,5 \text{ cm}$; Capas = 25 u de $ts = 3,00 \text{ mm}$
- ✓ Módulo de Corte: $G = 7,67 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Rigidez Horizontal: $K_H = 282,79 \text{ T/m}$
- ✓ Rigidez Vertical: $K_V = 357.366,19 \text{ T/m}$

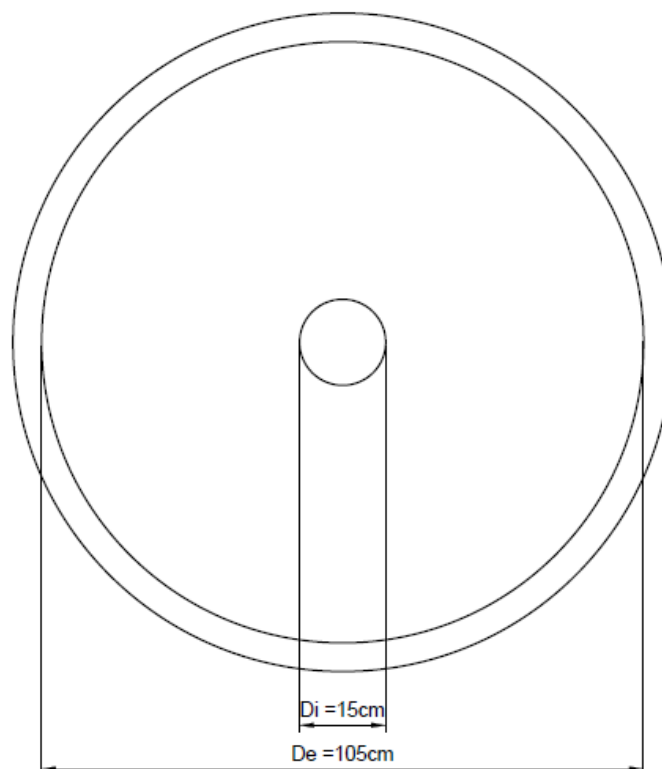


Fig. 7.2 Esquema de configuración del Aislador HDR - Planta

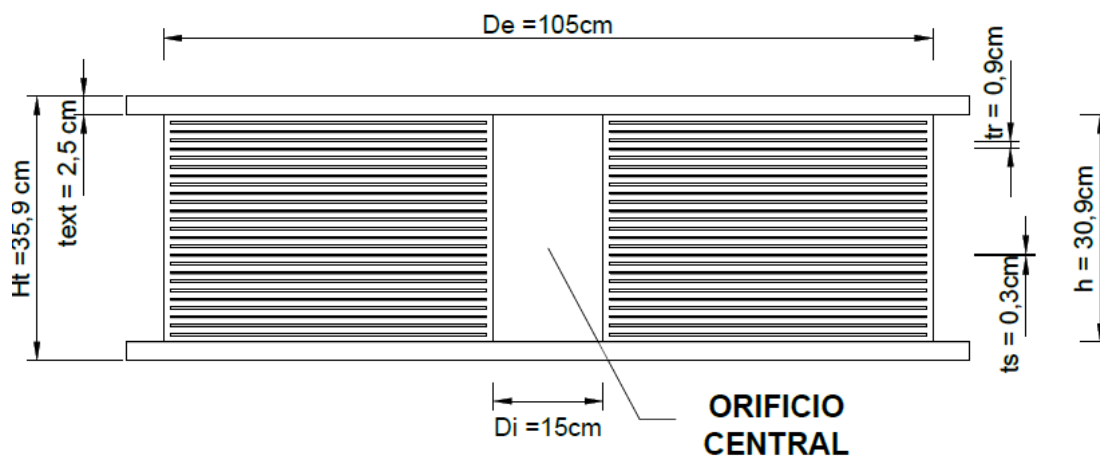


Fig. 7.2 Esquema de configuración del Aislador HDR - Elevación

Una vez efectuado el cálculo típico del diseño de un aislador Elastomérico de Alto amortiguamiento HDR del edificio de Hospitalización 2, a continuación se presentan la tabla 7.5 de resumen de Datos que se requieren para el diseño de los aisladores en las edificaciones en estudio:

	HOSPITALIZACIÓN 2	ESCALERA EMERGENCIA HOSP. 2	OBSTETRICIA	C. QUIRURGICO
DATOS GENERALES				
N =	36,00 u	5,00 u	28,00 u	28,00 u
W =	10.119,05 T	175,85 T	2.297,69 T	2.349,43 T
T_D =	2,00 s	2,00 s	2,00 s	2,00 s
P_{máx} =	739,55 T	313,39 T	207,90 T	216,50 T
P_{mín} =	51,14 T	21,86 T	58,78 T	62,02 T
g =	9,81m/s ²	9,81m/s ²	9,81m/s ²	9,81m/s ²
DATOS PARTICULARES				
Y_s =	150%	150%	150%	150%
Y_{máx} =	250%	250%	250%	250%
D_D =	343,75 mm	343,75 mm	343,75 mm	343,75 mm
D_{TD} =	378,13 mm	378,13 mm	378,13 mm	378,13 mm
D_M =	412,50 mm	412,50 mm	412,50 mm	412,50 mm
D_{TM} =	453,75 mm	453,75 mm	453,75 mm	453,75 mm
D_I =	150,00 mm	150,00 mm	150,00 mm	150,00 mm
β =	10%	10%	10%	10%
Forma de la sección Transversal:	Anular	Anular	Anular	Anular
σ_{AC} =	90,00 kg/cm ²	90,00 kg/cm ²	90,00 kg/cm ²	90,00 kg/cm ²
Conexión aisladores:	Sistema de pernos	Sistema de pernos	Sistema de pernos	Sistema de pernos

Tabla 7.5 Resumen de Datos para diseñar los Aisladores

A continuación se presentan la tabla 7.6 de resumen de Diseño de los aisladores HDR en las diferentes edificaciones en estudio:

	HOSPITALIZACION 2	ESCALERA EMERGENCIA HOSP. 2	OBSTETRICIA	C. QUIRURGICO
De =	105,00 cm	85,00 cm	60,00 cm	60,00 cm
Di =	15,00 cm	15,00 cm	15,00 cm	15,00 cm
H =	35,90 cm	38,90 cm	35,90 cm	35,90 cm
Hr =	23,40 cm	22,80 cm	23,40 cm	23,40 cm
tr =	9,00 mm	6,00 mm	9,00 mm	9,00 mm
Capas Elast. =	26,00 u	38,00 u	26,00 u	26,00 u
Hs =	7,50 cm	11,10 cm	7,50 cm	7,50 cm
ts =	3,00 mm	3,00 mm	3,00 mm	3,00 mm
Laminas acero =	25,00 u	37,00 u	25,00 u	25,00 u
G =	7,67 kg/cm ²	1,48 kg/cm ²	7,16 kg/cm ²	7,33 kg/cm ²
KH=	282,79 T/m	35,38 T/m	82,56 T/m	84,42 T/m
Kv =	3.573,66 T/cm	1.211,63 T/cm	525,31 T/cm	533,86 T/cm

Tabla 7.6 Resumen de Diseño Aisladores HDR

7.2.3 DISEÑO DEL AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO

7.2.3.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UN AISLADOR

Se presenta el procedimiento presentada por la tesis de “JAIME ARRIAGADA, Aislación sísmica de un edificio de oficina de siete pisos” paso a paso del diseño de un aislador LRB, a partir de los datos iniciales que se tienen, el diseño es bastante similar al realizado con el HDR, con algunas modificaciones producto de la inclusión del núcleo de plomo. Es importante recordar que en este caso el sistema de aislación está compuesto por una combinación de aisladores HDR y LRB, éstos últimos se ubican perimetralmente. Se entregan datos particulares para el sistema:

- Se establece el límite para la deformación de corte directa máxima, γ_s que se considera igual para los sistemas.

b) Se calcula el desplazamiento de diseño (D_D) y el desplazamiento máximo (D_M).

$$D_D = \frac{C_D}{\beta_D} \quad (Ec. 7.1)$$

Donde:

D_D = Desplazamiento de Diseño

C_D = Coeficiente sísmico de desplazamiento

β_D = Factor que depende del amortiguamiento efectivo

$$D_M = \frac{C_M}{\beta_M} \quad (Ec. 7.2)$$

D_M = Desplazamiento Máximo

C_M = Coeficiente sísmico de desplazamiento para desplazamiento máximo

β_D = Factor que depende del amortiguamiento efectivo

c) Se estima un valor del amortiguamiento efectivo del sistema de aislación.

d) Se decide por la forma de la sección transversal.

e) Se establece el valor de la tensión de fluencia del plomo.

f) Se establece la tensión admisible de compresión,

g) Se determina el sistema de conexión de los aisladores.

Luego de esto se procede a realizar el proceso iterativo de cálculo para el diseño, el cual se detalla en los siguientes pasos:

Paso 1. Calcular la rigidez horizontal total, del todo el sistema de aislación, y luego de cada aislador en forma independiente, aunque en rigor los sistemas tienen diferente rigidez horizontal se puede aproximar inicialmente que este valor será igual para los dos:

$$K_{HTotal} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g} \quad (Ec. 7.3)$$

$$K_H = \frac{K_{HTotal}}{N} \quad (Ec. 7.4)$$

Donde:

K_{HTotal} = Rigidez total necesaria de los aisladores de base,

K_H = Rigidez de un Aislador,

W = Peso sísmico del edificio

T_D = Periodo deseado

g = Gravedad

N = Numero de Aisladores

Paso 2. Con la tensión admisible de compresión y la carga máxima (P_{max}), se establece el área de la goma del aislador, que viene dado por:

$$A = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\sigma_{AC}} \quad (Ec. 7.5)$$

Donde:

A = Area de un aislador

$P_{m\acute{a}x}$ = Carga axial máxima

σ_{AC} = Esfuerzo Admisible en compresión del neopreno

Con esto se puede saber el diámetro del aislador.

Paso 3. Se establece un valor para la capacidad del aislador a cero deformación en función del peso de la estructura, con esto unido al valor de tensión de fluencia del plomo se puede obtener el diámetro de plomo, el cual se verifica que este dentro de ciertos rangos [15], [6].

$$\frac{Q}{W} = \% \quad (Ec. 7.31)$$

$$A_p = \frac{Q}{\tau_y} \quad (Ec. 7.32)$$

$$\frac{D}{6} \leq d_p \leq \frac{D}{3} \quad (Ec. 7.33)$$

Donde:

Q = Resistencia característica

W = Peso Sísmico de la edificación

A_p = Área del núcleo de plomo

τ_y = Esfuerzo de fluencia de plomo

D = Diámetro externo del dispositivo

Paso 4. Se calcula un valor para H_r , utilizando la deformación lateral por corte y el desplazamiento de diseño, este valor es el mismo tanto para LRB como para HDR:

$$H_r = \frac{D_D}{\gamma_s} \quad (Ec. 7.6)$$

Donde:

H_r = Altura necesaria del Elastómero

D_D = Desplazamiento de Diseño

γ_s = Deformación por corte

Paso 5. Se calcula el valor del módulo de corte, G de la goma, haciendo uso de los datos anteriores, el valor de G se verifica que este dentro de ciertos rangos típicos y posibles dentro de las ofertas del mercado.

$$G = \frac{K_H * H_r}{A} \quad (Ec. 7.7)$$

Donde:

G = Módulo de Corte del elastómero

K_H =Rigidez de un Aislador

H_r =Altura del elastómero

A =Area de un Aislador

Paso 6. Se estima un valor para el espesor de la capa de goma, t_r de acuerdo a la experiencia y las recomendaciones. Nuevamente este valor es el mismo para los dos sistemas.

Paso 7. Se calcula el valor del factor de forma, S :

Sin núcleo de plomo:

$$S = \frac{D_e - D_i}{4t_r} \quad (Ec. 7.8)$$

Con núcleo de plomo:

$$S = \frac{D^2 - d_p^2}{4Dt_r} \quad (Ec. 7.34)$$

Donde:

S =Factor de Forma

D_e, D = Diámetro Exterior

D_i = Diámetro Interior

t_r =Espesor de una capa de elastómero

Se recomienda que este valor sea mayor a 10 en los aisladores. Si no se cumple esta condición se vuelve al punto 6.

Paso 8. Según el valor del espesor de la capa de goma y el valor del espesor del espesor total de goma calculado se determina el número de capas de goma:

$$n = \frac{H_r}{t_r} \quad (Ec. 7.9)$$

Donde:

n = Número de capas de elastómero

H_r =Altura del elastómero

t_r =Espesor de una capa de elastómero

Paso 9. Se propone un valor para las placas de acero, t_s y se verifica que la tensión de trabajo no sobrepase el valor admisible:

$$\sigma_s = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{AC} \quad (Ec. 7.10)$$

$$\sigma_{adm} = 0.75 \sigma_y \quad (Ec. 7.11)$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{adm}$$

σ_s = Esfuerzo de trabajo de las placas de acero

σ_{adm} =Esfuerzo admisible del acero

σ_{AC} =Esfuerzo a compresión del Elastómero

σ_y =Esfuerzo de fluencia del Acero

Paso 10. Calcular la altura total del aislador, la cual es la suma de las capas de goma y las placas de acero que corresponde a la altura parcial del aislador h , más las placas de acero superior e inferior lo cual entrega la altura total del aislador H , es importante hacer notar que el valor de h también corresponderá a la altura del núcleo de plomo, H_l :

$$h = H_l = H_r + (n - 1)t_s \quad (Ec. 7.12)$$

$$H = h + 2t_{ext} \quad (Ec. 7.13)$$

Donde:

H = Altura del Aislador

H_r =Espesor de las capas de neopreno

h , =Altura del aislador parcial (placas de elastómero y acero)

H_l =Altura del núcleo de plomo

t_s =Espesor de las capas de acero

t_{ext} =Espesor de las placas de anclaje

Paso 11. Se calcula el valor de la rigidez del aislador con núcleo de plomo, la cual se considera un 15 % mayor que la rigidez de la goma del aislador sin corazón de plomo, también se calcula la rigidez inicial y la rigidez efectiva del LRB:

$$K_p = f_1 \frac{GA_r}{H_r}; \quad f_1 = 1.15 \quad (Ec. 7.35)$$

$$K_i = (6.5 \text{ a } 10)K_p \quad (Ec. 7.36)$$

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q}{D} \quad (Ec. 7.37)$$

$$K_2 = K_p - \frac{Q}{D_D} \quad (Ec. 7.37)$$

Donde:

K_p = Rigidez del aislador con núcleo de plomo

f_1 = Factor de amplificación por el núcleo de plomo

K_i = Rigidez inicial del dispositivo

K_{eff} = Rigidez Efectiva

G = Módulo de corte Elastomérico

A_r = Área de un Aislador

H_r =Altura del elastómero

K_2 =Rigidez Post- fluencia

Paso 12. Se determina el valor del desplazamiento de fluencia y con esto se calcula la fuerza de fluencia del dispositivo:

$$D_y = \frac{Q}{J} \text{ en donde } J = (5.5 \text{ a } 9)K_p \quad (Ec. 7.38)$$

$$F_y = Q + K_p D_y \quad (Ec. 7.39)$$

Donde:

D_y = Desplazamiento de fluencia

Q = Resistencia característica

J = Factor amplificador de K_p

K_p = Rigidez del aislador con núcleo de plomo

F_y = Fuerza de fluencia del dispositivo

Paso 13. Cálculo de la rigidez y frecuencia vertical, se debe verificar que la frecuencia vertical sea superior a 10Hz. La expresión para la rigidez vertical de un aislador con núcleo de plomo es:

$$K_V = \frac{E_c A}{H_r} + \frac{E_l A_p}{H_l} \quad (Ec. 7.40)$$

Donde:

K_V = Rigidez vertical del dispositivo con núcleo de plomo

E_c = Módulo de compresión del aislador (Acero- goma)

E_l = Módulo de compresión del plomo

A_p = Área del núcleo

H_l = Altura del núcleo de plomo

A = Altura del aislador

H_r = Altura del elastómero

Existen variadas formas para evaluar este parámetro, en este estudio se decide por adoptar el que recomienda la norma NCh2745:

$$\frac{1}{E_c} = \left(\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K} \right) \quad (Ec. 7.15)$$

Donde:

E_c = Módulo de compresión del aislador (conjunto acero- elastómero)

G = Módulo de corte del elastómero

S =Factor de Forma

K =Modulo de compresibilidad del elastómero (depende de la dureza del mismo)

En que K es el módulo de compresibilidad de la goma se considera que su valor es de 20000 kg/cm².

El valor de E_l es de: 140000 kg/cm².

En este caso la fórmula de la frecuencia vertical se utiliza tanto para el aislador con plomo como el que no posee:

$$f_V = \sqrt{6} S f_H \quad (Ec. 7.16)$$

Donde:

f_V = Frecuencia vertical del aislador

S = Factor de Forma

f_H = Frecuencia horizontal del aislador

Paso 14. Después de haber realizado las iteraciones, y las modificaciones necesarias, se calcula el valor del periodo objetivo o de diseño a partir de los datos calculados para ver que no se haya alejado de cual se comenzó en el diseño.

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{W}{K_H * g}} \quad (Ec. 7.17)$$

Donde:

T =Periodo de diseño

W =Peso Sísmico de la estructura

K_H =Rigidez total de los Aisladores

g =Aceleración de la gravedad

Paso 15. Se calcula la deformación angular máxima. La deformación angular máxima está dada por la suma de las deformaciones angulares asociadas al corte, compresión y flexión del aislador, sin embargo esta última se puede despreciar por la poca influencia en comparación con las otras, las siguientes son las expresiones que controlan este estado:

$$\gamma_{m\acute{a}x} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_b \approx \gamma_s + \gamma_c \quad (Ec. 7.18)$$

$$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r} \quad (Ec. 7.19)$$

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c \quad (Ec. 7.20)$$

$$\varepsilon_c = \frac{P_{m\acute{a}x}/A}{E_0(1 + 2kS^2)} \quad (Ec. 7.21)$$

Donde:

$\gamma_{m\acute{a}x}$ =Deformación máxima del aislador

γ_s =Deformación de corte

γ_c =Deformación por compresión

γ_b = Deformación por flexión (despreciable)

D_M =Desplazamiento máximo del aislador

H_r =Espesor del Elastómero

S =Factor de Forma

ε_c =Deformación Axial media de la capa del elastómero

$P_{m\acute{a}x}$ =Carga máxima

A =Area del Aislador

E_0 =Factor dado por el fabricante

k =Valor que se considera entre 0.7 a 1.0

En donde el valor de E_0 es un dato del fabricante y el valor de k se considera por lo general entre 0.7 y 1. Como existen dos valores de forma se tiene que calcular la deformación debido a la compresión por separado para los aisladores.

La deformación máxima aceptable se puede expresar por:

$$\gamma_{m\acute{a}x}propuesto = \frac{0.85\varepsilon_b}{F.S} \quad (Ec. 7.22)$$

Donde:

$\gamma_{m\acute{a}x}propuesto$ =Deformación máxima aceptable

ε_b =Factor que por lo general se considera igual a 5.5

En donde ε_b se considera por lo general igual a 5.5 y el factor de seguridad igual o superior a 1.5. Finalmente tenemos:

$$\gamma_{m\acute{a}x} \leq \gamma_{m\acute{a}x}Propuesto$$

Si no se cumple la condición se debe cambiar la altura de la goma en el paso 3.

Paso 16. Verificación al pandeo, se calcula el valor de la carga crítica para la cual ocurre el fenómeno de pandeo y luego se verifica un factor de seguridad adecuado, que por lo general corresponde a 2, para la carga vertical máxima, la secuencia de expresiones para esto son:

$$P_{crit} = \frac{P_s}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_s}} - 1 \right) \quad (Ec. 7.23)$$

Donde:

P_{crit} =Carga crítica capaz de provocar pandeo del aislador

P_s =Rigidez de corte efectiva

P_E =Carga de alabeo para una columna sin deformación

En donde P_s es una rigidez de corte efectiva y A_s es un área de corte efectiva, que para el caso del aislador LRB incluye el área de plomo

$$P_s = (GA)_{eff} = GA_s \quad (Ec. 7.24)$$

$$A_s = A \frac{h}{Hr} \quad (Ec. 7.25)$$

Donde:

P_s =Rigidez de corte efectiva

G = Módulo de corte

A_s =Área de corte efectiva

A = Área del Aislador

h = Altura del aislador parcial (placas de elastómero y acero)

Hr =Altura de una capa de elastómero

La carga de alabeo para una columna sin deformación al esfuerzo al corte es:

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{h^2} \quad (Ec. 7.26)$$

Donde:

P_E =Carga de alabeo para una columna sin deformación

$(EI)_{eff}$ =Rigidez a la inclinación

En donde $(EI)_{eff}$ es la rigidez a la inclinación también denominada “tilting”:

$$(EI)_{eff} = \frac{1}{3} E_c I \quad (Ec. 7.27)$$

$$I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D_e}{2} \right)^4 - \left(\frac{D_i}{2} \right)^4 \right] \quad (Ec. 7.28)$$

Donde:

$(EI)_{eff}$ =Rigidez a la inclinación

I =Inercia del Aislador

D_e =Diametro externo

D_i =Diametro interno

Finalmente se debe cumplir la siguiente condición para asegurar el buen comportamiento del aislador frente a las cargas que generan el pandeo:

$$\frac{P_{crit}}{P_{m\acute{a}x}} \geq FS \Rightarrow FS \approx 2$$

Donde:

P_{crit} =Carga critica capaz de provocar pandeo del aislador

$P_{m\acute{a}x}$ =Carga máxima actuante

FS =Factor de seguridad

Si no se cumple la condición de pandeo se debe cambiar el diámetro o la altura de la goma, volviendo al paso 2 o 3.

Paso 17. Verificación al volcamiento, en este caso se determina el máximo desplazamiento posible ante el cual se puede producir el volcamiento o “roll out”, esto es para una carga vertical mínima; aunque no es de vital importancia se calcula el desplazamiento para los dos tipos de aisladores, utilizando la rigidez lateral de post-fluencia en el caso del aislador con corazón de plomo:

$$D_{m\acute{a}x} = \frac{P_{Min} \phi}{P_{Min} + K_H H} \quad (Ec. 7.29)$$

Donde:

$D_{m\acute{a}x}$ = Desplazamiento máximo

P_{Min} =Carga mínima

K_H =Rigidez Horizontal

H =Altura total del Aislador

Luego se define el factor de seguridad para el volcamiento, que por lo general es 2, dado por:

$$FS = \frac{D_{Max}}{D_D} \quad (Ec. 7.30)$$

Donde:

FS =Factor de Seguridad

D_{Max} =Desplazamiento Máximo

Este factor de seguridad es de poca relevancia debido a que se utilizan conexiones de tipo fija o de pernos.

7.2.3.2 DISEÑO DEL AISLADOR

HOSPITALIZACIÓN 2 (Cálculo Típico)

Datos en Generales:

- ✓ Peso de la Estructura + 25% sobrecarga por su uso: **W** = 10.119,05 T
- ✓ Carga Máxima = Peso Propio + Sobrecarga + Sismo: **P_{máx}** = 739,55 T
- ✓ Carga Mínima: **P_{mín}** = 51,14 T
- ✓ Gravedad: **g** = 9,81 m/s²

Datos Particulares para el Sistema:

- ✓ Numero de Aisladores en la Estructura:

$$N = 36 \text{ u}; \quad \mathbf{HDR} = 16 \text{ u}; \mathbf{LRB} = 20 \text{ u}$$
- ✓ Deformación de Corte Directa Máxima: $\gamma_s = 150\%$
- ✓ Deformación de Corte Máxima Admisible: $\gamma_{máx} = 250\%$
- ✓ Desplazamiento de Diseño:

$$D_D = \frac{C_D}{\beta_D} \quad (Ec. 7.1)$$

$$C_D = 300 * Z; \text{ Tabla 7.1} \rightarrow Z = 1,25; \text{ Tabla 7.2}$$

$$\beta_D = 1,38; \text{ Tabla 7.4}$$

$$D_D = \frac{330 * 1,25}{1,38}$$

$$\mathbf{D_D} = 298,91 \text{ mm}$$

Desplazamiento Total de Diseño:

$$D_{TD} = 1,10 * D_D$$

$$D_{TD} = 1,10 * 298,91$$

$$\mathbf{D_{TD}} = 328,80 \text{ mm}$$

- ✓ Desplazamiento Máximo:

$$D_M = \frac{C_M}{\beta_M} \quad (\text{Ec. 7.2})$$

$$C_M = 300 * MM * Z ; \text{Tabla 7.1} \rightarrow Z = 1,25 ; \text{Tabla 7.2}$$

$$\rightarrow MM = 1,20 ; \text{Tabla 7.3}$$

$$\beta_M = 1,38 ; \text{Tabla 7.4}$$

$$D_M = \frac{330 * 1,20 * 1,25}{1,38}$$

$$D_M = 358,70 \text{ mm}$$

Desplazamiento Total de Diseño:

$$D_{TM} = 1,10 * D_D$$

$$D_{TM} = 1,10 * 358,70$$

$$D_{TM} = 394,57 \text{ mm}$$

✓ Diámetro Inicial Adoptado: $D_i = 175,00 \text{ mm}$

✓ Se estima un Valor de Amortiguamiento:

$$HDR \beta = 10\% ; LRB \beta = 18\%$$

$$\beta_T = \frac{10 * 10 + 26 * 18}{36}$$

$$\beta_T = 16\%$$

✓ Forma de Sección Transversal: **Anular**

✓ Tensión Admisible de Compresión: $\sigma_{Ac} = 90 \text{ Kg/cm}^2$

✓ Sistema de Conexión de los Aisladores: **Sistema de pernos**

Proceso Interactivo:

PASO 1:

- Rigidez Total de los Aisladores:

$$K_{HTotal} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g} \quad (\text{Ec. 7.3})$$

$$K_{HTotal} = \frac{4\pi^2 * 10.119,05}{2^2 * 9,81}$$

$$K_{HTotal} = 10.180,53 \text{ T/m}$$

- Rigidez de un Aislador:

$$K_H = \frac{K_{HTotal}}{N} \quad (Ec. 7.4)$$

$$K_H = \frac{10.180,53}{36}$$

$$K_H = 282,79 \text{ T/m}$$

PASO 2:

- Área del Aislador, Diámetro Externo Aislador:

$$A = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\sigma_{AC}} \quad (Ec. 7.5)$$

$$A = \frac{739,55 * 1000}{90}$$

$$A = 8.217,22 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \left(\frac{D_e^2}{4} - \frac{D_i^2}{4} \right)$$

$$D_e = 2 * \sqrt{\frac{A}{\pi} + \frac{D_i^2}{4}}$$

$$D_e = 2 * \sqrt{\frac{8.217,22}{\pi} + \frac{17,5^2}{4}}$$

$$D_e = 103,77 \text{ cm} \therefore D_e = 105 \text{ cm}$$

$$A = \pi \left(\frac{105^2}{4} - \frac{17,5^2}{4} \right)$$

$$A = 8.418,49 \text{ cm}^2$$

PASO 3:

- Recomendación dada por el tipo del Suelo:

$$\frac{Q}{W} = \% \quad (Ec. 7.31)$$

$$\frac{Q}{W} = 2\%$$

- Resistencia Característica:

$$Q = \frac{2\% * W}{\#LRB}$$

$$Q = \frac{2\% * 10.119,05}{26}$$

$$Q = 7,78 \text{ T}$$

- Esfuerzo de Fluencia del Plomo:

$$\tau_y = 100,00 \text{ Kg/cm}^2$$

- Área del Núcleo de Plomo:

$$A_p = \frac{Q}{\tau_y} \quad (Ec. 7.32)$$

$$A_p = \frac{7,78 * 1000}{100}$$

$$A_p = 77,80 \text{ cm}^2$$

$$d_p = 2 * \sqrt{\frac{A_p}{\pi}}$$

$$d_p = 2 * \sqrt{\frac{77,80}{\pi}}$$

$$d_p = 9,95 \text{ cm}$$

$$\frac{D}{6} \leq d_p \leq \frac{D}{3} \quad (\text{Ec.7.33})$$

$$17,50 \leq 9,95 \leq 35 \quad \therefore \quad d_p = 17,50 \text{ cm}$$

$$A_p = \pi * \frac{17,50^2}{4}$$

$$A_p = 240,53 \text{ cm}^2$$

$$Q = \frac{100 * 240,53}{1000}$$

$$Q = 24,05 \text{ T}$$

PASO 4:

- Altura necesaria Elastómero:

$$H_r = \frac{D_D}{\gamma_s} \quad (\text{Ec. 7.6})$$

$$H_r = \frac{(298,91/10)}{150\%}$$

$$H_r = 19,93 \text{ cm} \therefore H_r = 20,00 \text{ cm}$$

PASO 5:

- Módulo de Corte:

$$G = \frac{K_H * H_r}{A} \quad (\text{Ec. 7.7})$$

$$G = \frac{282,79 * 10 * 20}{8.418,49}$$

$$G = 6,72 kg/cm^2$$

PASO 6:

- Espesor de la capa del elastómero (experiencia y recomendaciones):

$$t_r = 8,00 mm$$

PASO 7:

- Valor de Forma – Sin Núcleo de Plomo:

$$S = \frac{D_e - D_i}{4t_r} \quad (Ec. 7.8)$$

$$S = \frac{105 - 17,5}{4 * \frac{8}{10}}$$

$$S = 27,34 > 10 \therefore OK$$

- Valor de Forma – Con Núcleo de Plomo:

$$S = \frac{D^2 - d_p^2}{4Dt_r} \quad (Ec. 7.34)$$

$$S = \frac{105^2 - 17,50^2}{4 * 105 * 0,80}$$

$$S = 31,90 > 10 \therefore OK$$

PASO 8:

- Número de Capas de Elastómero:

$$n = \frac{H_r}{t_r} \quad (Ec. 7.9)$$

$$n = \frac{20}{\frac{8}{10}}$$

$$n = 25 u$$

- Altura del Elastómero:

$$H_r = n * t_r$$

$$H_r = 25 * \frac{8}{10}$$

$$H_r = 20,0 \text{ cm}$$

PASO 9:

- Espesor placas de acero:

$$t_s = 3,00 \text{ mm}$$

- Esfuerzo de Trabajo:

$$\sigma_s = 1,5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{AC} \quad (\text{Ec. 7.10})$$

$$\sigma_s = 1,5 * \frac{8}{3} * 90$$

$$\sigma_s = 360,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 0.75 \sigma_y \quad (\text{Ec. 7.11})$$

$$\sigma_{adm} = 0.75 * 2400$$

$$\sigma_{adm} = 1.800,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{adm}$$

$$360,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.800,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{Ok}$$

PASO 10:

- Altura del Aislador parcial (Placas del Elastómero + acero):

$$h = H_l = H_r + (n - 1)t_s \quad (\text{Ec. 7.12})$$

$$h = 20,00 + (25 - 1) * 0,3$$

$$h = 27,20 \text{ cm}$$

- Espesor de la placa de Anclaje:

$$t_{ext} = 2,50 \text{ cm}$$

- Altura del Aislador:

$$H = h + 2t_{ext} \quad (Ec. 7.13)$$

$$H = 27,20 + 2 * 2,5$$

$$H = 32,20 \text{ cm}$$

PASO 11:

- Rigidez del Aislador con núcleo de Plomo:

$$K_p = f_1 \frac{GA_r}{H_r}; \quad f_1 = 1.15 \quad (Ec. 7.35)$$

$$K_p = 1,15 * \frac{6,67 * 8.418,49}{20}$$

$$K_p = 3.252,90 \text{ Kg/cm}$$

- Rigidez inicial del Dispositivo:

$$K_i = (6.5 \text{ a } 10) K_p \quad (Ec. 7.36)$$

$$K_i = 8 * 3.252,90$$

$$K_i = 26.023,20 \text{ Kg/cm}$$

- Rigidez Efectiva:

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q}{D} \quad (Ec. 7.37)$$

$$K_{eff} = 3.252,90 + \frac{24,05 * 1.000}{105}$$

$$K_{eff} = 3.481,95 \text{ Kg/cm}$$

- Rigidez Post - Fluencia:

$$K_2 = K_p - \frac{Q}{D_D} \quad (Ec. 7.37)$$

$$K_2 = 3.252,90 - \frac{24,05 * 1.000}{\frac{298,91}{10}}$$

$$K_2 = 2.448,31 \text{ Kg/cm}$$

PASO 11:

- Factor amplificador de K_p :

$$J = (5.5a9)K_p$$

$$J = 7 * 3.252,90$$

$$J = 22.770,30 \text{ Kg/cm}$$

- Desplazamiento de Fluencia:

$$D_y = \frac{Q}{J} \text{ en donde } J = (5.5a9)K_p \quad (Ec. 7.38)$$

$$D_y = \frac{24,05 * 1.000}{22.770,30}$$

$$D_y = 1,06 \text{ cm}$$

- Fuerza de Fluencia del Dispositivo:

$$F_y = Q + K_p D_y \quad (Ec. 7.39)$$

$$F_y = 24,05 * 1.000 + 3.252,90 * 1,06$$

$$F_y = 27.498,07 \text{ Kg} = 27,50 \text{ T}$$

PASO 13:**HDR:**

- Módulo de Compresión del Elastómero del Aislador:

$$K = 20.000,00 \text{ Kg/cm}^2$$

- Módulo de Compresión del Aislador (Conjunto Acero – Elastómero):

$$\frac{1}{E_c} = \left(\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K} \right) \quad (Ec. 7.15)$$

$$E_c = \left(\frac{1}{6 * 6,72 * 27,34^2} + \frac{4}{3 * 20.000,00} \right)^{-1}$$

$$E_c = 10.015,31 \text{ Kg/cm}^2$$

- Rigidez Vertical del Aislador:

$$K_V = \frac{E_c A}{H_r} \quad (Ec. 7.14)$$

$$K_V = \frac{10.015,31 * 8.418,49}{20,00}$$

$$K_V = 4'215.689,35 \text{ Kg/cm}$$

- Frecuencia Horizontal:

$$f_H = 0,50 \text{ Hz}$$

- Frecuencia Vertical:

$$f_V = \sqrt{6} s f_H \quad (Ec. 7.16)$$

$$f_V = \sqrt{6} * 27,34 * 0,50$$

$$f_V = 33,48 \text{ Hz} > 10,00 \text{ Hz} \therefore Ok$$

LRB:

- Módulo de Compresión del Plomo:

$$E_l = 140.000,00 \text{ Kg/cm}^2$$

- Rigidez vertical del Aislador:

$$K_V = \frac{E_c A}{H_r} + \frac{E_l A_p}{H_l} \quad (Ec. 7.40)$$

$$K_V = 4'215.689,35 + \frac{140.000,00 * 240,53}{27,20}$$

$$K_V = 5'453.711,41 \text{ Kg/cm}$$

- Frecuencia Vertical con Núcleo de plomo:

$$f_V = \sqrt{6} s f_H \quad (Ec. 7.16)$$

$$f_V = \sqrt{6} * 31,90 * 0,50$$

$$f_V = 39,07 \text{ Hz}$$

- Frecuencia Vertical Característica:

$$f_V = \frac{HBR * f_V + LRB * f_V}{\#T.Aisladores}$$

$$f_V = \frac{10 * 33,48 + 26 * 39,07}{36}$$

$$f_V = 37,79 \text{ Hz} > 10,00 \text{ Hz} \quad \therefore \quad Ok$$

PASO 14:

- Periodo de Diseño:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{W}{K_H * g}} \quad (Ec. 7.17)$$

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{10.119,05}{10,180,53 * 9,81}}$$

$$T = 2,00 \text{ s} \approx T_D = 2,00 \text{ s} \quad \therefore \quad Ok$$

PASO 15:

- Deformación de Corte:

$$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r} \quad (Ec. 7.19)$$

$$\gamma_s = \frac{358,70/10}{20,00}$$

$$\gamma_s = 1,79$$

- Deformación Axial Media Sin núcleo de Plomo :

$$\varepsilon_c = \frac{P_{m\acute{a}x}/A}{E_0(1 + 2kS^2)} \quad (Ec. 7.21)$$

$$\varepsilon_c = \frac{739,55 * 1000 / 8.418,49}{15,32 * (1 + 2 * 1 * 27,34^2)}$$

$$\varepsilon_c = \mathbf{0,003833}$$

- Deformación de Compresión Sin Núcleo de Plomo:

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c \quad (Ec. 7.20)$$

$$\gamma_c = 6 * 28,13 * 0,003833$$

$$\gamma_c = \mathbf{0,630}$$

- Deformación Axial Media Con núcleo de Plomo :

$$\varepsilon_c = \frac{P_{m\acute{a}x}/A}{E_0(1 + 2kS^2)} \quad (Ec. 7.21)$$

$$\varepsilon_c = \frac{739,55 * 1000 / 8.418,49}{15,32 * (1 + 2 * 1 * 31,90^2)}$$

$$\varepsilon_c = \mathbf{0,002816}$$

- Deformación de Compresión Con Núcleo de Plomo:

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c \quad (Ec. 7.20)$$

$$\gamma_c = 6 * 31,90 * 0,002816$$

$$\gamma_c = \mathbf{0,540}$$

- Deformación a la Flexión:

$$\gamma_b = \text{--- Despresiable}$$

- Deformación Máxima del Aislador sin Núcleo de Plomo:

$$\gamma_{m\acute{a}x} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_b \approx \gamma_s + \gamma_c \quad (Ec. 7.18)$$

$$\gamma_{m\acute{a}x} = 1,79 + 0,63$$

$$\gamma_{m\acute{a}x} = \mathbf{2,42}$$

$$\gamma_{\max}^{\text{propuesto}} = \frac{0.85\varepsilon_b}{F.S} \quad (\text{Ec. 7.22})$$

$$\gamma_{\max}^{\text{propuesto}} = \frac{0.85 * 5,5}{1,5}$$

$$\gamma_{\max}^{\text{propuesto}} = 3,12$$

$$\gamma_{\max} \leq \gamma_{\max}^{\text{Propuesto}}$$

$$2,42 < 3,12 \quad \therefore \quad \text{Ok}$$

- Deformación Máxima del Aislador Con Núcleo de Plomo:

$$\gamma_{\max} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_b \approx \gamma_s + \gamma_c \quad (\text{Ec. 7.18})$$

$$\gamma_{\max} = 1,79 + 0,54$$

$$\gamma_{\max} = 2,33$$

$$\gamma_{\max}^{\text{propuesto}} = \frac{0.85\varepsilon_b}{F.S} \quad (\text{Ec. 7.22})$$

$$\gamma_{\max}^{\text{propuesto}} = \frac{0.85 * 5,5}{1,5}$$

$$\gamma_{\max}^{\text{propuesto}} = 3,12$$

$$\gamma_{\max} \leq \gamma_{\max}^{\text{Propuesto}}$$

$$2,33 < 3,12 \quad \therefore \quad \text{Ok}$$

PASO 16:

HDR:

- Área de Corte Efectiva:

$$A_s = A \frac{h}{Hr} \quad (\text{Ec. 7.25})$$

$$A_s = 8.418,49 \frac{27,20}{20,00}$$

$$A_S = 11.449,15 \text{ cm}^2$$

- Rigidez de Corte Efectiva:

$$P_S = (GA)_{eff} = GA_S \quad (Ec. 7.24)$$

$$P_S = 6,67 * 11.449,15$$

$$P_S = 76.938,29 \text{ Kg}$$

- Inercia del Aislador:

$$I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D_e}{2} \right)^4 - \left(\frac{D_i}{2} \right)^4 \right] \quad (Ec. 7.28)$$

$$I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{105}{2} \right)^4 - \left(\frac{17,5}{2} \right)^4 \right]$$

$$I = 5'961.998,49 \text{ cm}^4$$

- Rigidez a la Inclinación:

$$(EI)_{eff} = \frac{1}{3} E_c I \quad (Ec. 7.27)$$

$$(EI)_{eff} = \frac{1}{3} * 10.178,68 * 5'961.178,68$$

$$(EI)_{eff} = 19.903'754.365,63 \text{ Kg} - \text{cm}^2$$

- Carga de Alabeo (para columnas sin Deformación):

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{h^2} \quad (Ec. 7.26)$$

$$P_E = \frac{\pi^2 * 19.903'754.365,63}{27,20^2}$$

$$P_E = 265'519.817,37 \text{ Kg}$$

- Carga Crítica:

$$P_{crit} = \frac{P_S}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_S}} - 1 \right) \quad (Ec. 7.23)$$

$$P_{crit} = \frac{76.938,29}{2} * \left(\sqrt{1 + 4 \frac{265'519.817,37}{76.938,29}} - 1 \right)$$

$$P_{crit} = 4'481.499,95 \text{ Kg}$$

- Factor de Seguridad:

$$\frac{P_{crit}}{P_{m\acute{a}x}} \geq FS \Rightarrow FS \approx 2$$

$$\frac{4'481.499,95}{739,55 * 1.000} \geq 2$$

$$6,06 > 2 \therefore Ok$$

LRB:

- Área de Corte Efectiva:

$$A_S = A \frac{h}{Hr} \quad (Ec. 7.25)$$

$$A_S = (8.418,49 + 240,53) * \frac{27,20}{20,00}$$

$$A_S = 11.776,27 \text{ cm}^2$$

- Rigidez de Corte Efectiva:

$$P_S = (GA)_{eff} = GA_S \quad (Ec. 7.24)$$

$$P_S = 6,72 * 11.776,27$$

$$P_S = 79.136,53 \text{ Kg}$$

- Inercia del Aislador:

$$I = \frac{\pi}{4} \left(\frac{D_e}{2} \right)^4 \quad (Ec. 7.28)$$

$$I = \frac{\pi}{4} \left(\frac{105}{2} \right)^4$$

$$I = 5'966.602,35 \text{ cm}^4$$

- Rigidez a la Inclinación:

$$(EI)_{eff} = \frac{1}{3} E_c I \quad (Ec. 7.27)$$

$$(EI)_{eff} = \frac{1}{3} * 10.015.31 * 5'966.602,35$$

$$(EI)_{eff} = \mathbf{19.919'124.060,66 \text{ Kg} - \text{cm}^2}$$

- Carga de Alabeo (para columnas sin Deformación):

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{h^2} \quad (Ec. 7.26)$$

$$P_E = \frac{\pi^2 * 19.919'124.060,66}{27,20^2}$$

$$\mathbf{P_E = 265'724.851,99 \text{ Kg}}$$

- Carga Crítica:

$$P_{crit} = \frac{P_s}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_s}} - 1 \right) \quad (Ec. 7.23)$$

$$P_{crit} = \frac{79.136,53}{2} * \left(\sqrt{1 + 4 \frac{265'724.851,99}{79.136,53}} - 1 \right)$$

$$\mathbf{P_{crit} = 4'546.291,35 \text{ Kg}}$$

- Factor de Seguridad:

$$\frac{P_{crit}}{P_{m\acute{a}x}} \geq FS \Rightarrow FS \approx 2$$

$$\frac{4'546.291,35}{739,55 * 1.000} \geq 2$$

$$\mathbf{6,15 > 2 \therefore Ok}$$

PASO 17:

- Desplazamiento Máximo:

$$D_{m\acute{a}x} = \frac{P_{Min}\phi}{P_{Min} + K_H H} \quad (Ec. 7.29)$$

$$D_{m\acute{a}x} = \frac{51,14 * 105}{51,14 + \frac{282,79}{100} * 27,20}$$

$$D_{m\acute{a}x} = 41,93 \text{ cm}$$

- Factor de Seguridad:

$$FS = \frac{D_{Max}}{D_D} \quad (Ec. 7.30)$$

$$FS = \frac{41,93}{\frac{298,91}{10}}$$

$FS > 1$; Caso cuando se utilizan conexiones de tipo fija o pernos

$$FS = 1,40 > 1 \therefore Ok$$

RESUMEN DE DIMENSIONES:

HDR:

- ✓ Diámetro Exterior: $D_e = 105,00 \text{ cm}$
- ✓ Diámetro Interior: $D_i = 17,50 \text{ cm}$
- ✓ Altura Total: $H = 32,20 \text{ cm}$
- ✓ Altura Elastómero: $H_r = 20,00 \text{ cm}$; Capas = 25 u de $tr = 8,00 \text{ mm}$
- ✓ Altura del Acero: $H_s = 7,20 \text{ cm}$; Capas = 24 u de $ts = 3,00 \text{ mm}$
- ✓ Módulo de Corte: $G = 6,72 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Rigidez Horizontal: $K_H = 282,79 \text{ T/m}$

LRB:

- ✓ Diámetro Exterior: $D_e = 105,00 \text{ cm}$
- ✓ Diámetro Interior: $D_i = 17,50 \text{ cm}$
- ✓ Altura Total: $H = 32,20 \text{ cm}$
- ✓ Altura Elastómero: $H_r = 20,00 \text{ cm}$; Capas = 25 u de $tr = 8,00 \text{ mm}$
- ✓ Altura del Acero: $H_s = 7,20 \text{ cm}$; Capas = 24 u de $ts = 3,00 \text{ mm}$

- ✓ Módulo de Corte: $G = 6,72 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Capacidad cero deformación: $Q = 24,05 \text{ T}$
- ✓ Rigidez Post- Fluencia: $K_H = 282,79 \text{ T/m}$

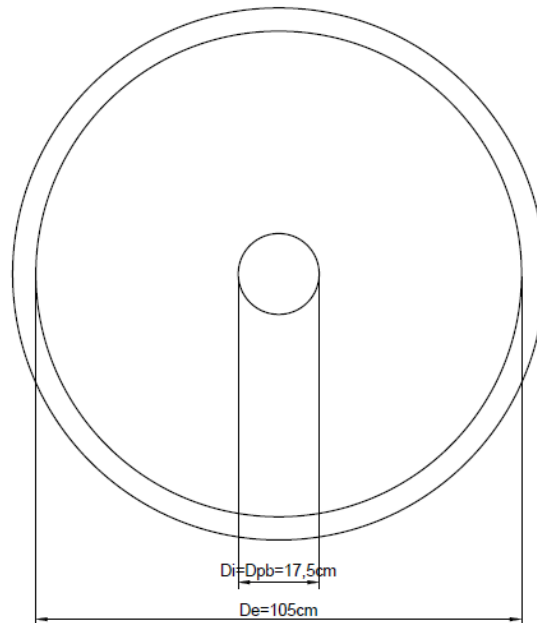


Fig. 7.4 Esquema de configuración del Aislador LRB - Planta

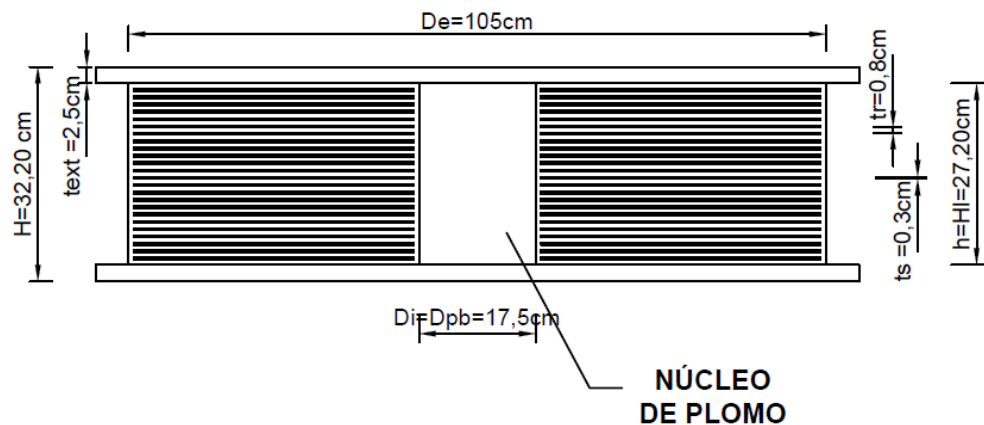


Fig. 7.5 Esquema de configuración del Aislador LRB - Elevación

Una vez efectuado el cálculo típico del diseño de un aislador Elastomérico de Alto y Bajo amortiguamiento HDR y LRB respectivamente del edificio de Hospitalización 2, a continuación se presentan la tabla 7.7 de resumen de Datos que se requieren para el diseño de los aisladores en las edificaciones en estudio:

	HOSPITALIZACION 2	ESCALERA EMERGENCIA HOSP. 2	OBSTETRICIA	C. QUIRURGICO
DATOS GENERALES				
W =	10.119,05 T	175,85 T	2.297,69 T	2.349,43 T
TD =	2,00 s	2,00 s	2,00 s	2,00 s
P_{máx} =	739,55 T	313,39 T	207,90 T	216,50 T
P_{mín} =	51,14 T	21,86 T	58,78 T	62,02 T
g =	9,81m/s ²	9,81m/s ²	9,81m/s ²	9,81m/s ²
DATOS PARTICULARES				
N =	36,00 u	5,00 u	28,00 u	28,00 u
# HDR =	10,00 u	0,00 u	16,00 u	16,00 u
# LRB =	26,00 u	5,00 u	12,00 u	12,00 u
γ_s =	150%	150%	150%	150%
γ_{máx} =	250%	250%	250%	250%
DD =	298,91 mm	286,46 mm	319,77 mm	319,77 mm
DTD =	328,80 mm	315,11 mm	351,75 mm	351,75 mm
DM =	358,70 mm	343,75 mm	383,72 mm	383,72 mm
DTM =	394,57 mm	378,13 mm	422,09 mm	422,09 mm
DI =	175,00 mm	150,00 mm	100,00 mm	100,00 mm
HDR β =	10%	10%	10%	10%
LRB β =	18%	18%	18%	18%
β =	16%	18%	13%	13%
Forma de la sección Transversal:	Anular	Anular	Anular	Anular
σ_{AC} =	90,00 kg/cm ²	90,00 kg/cm ²	90,00 kg/cm ²	90,00 kg/cm ²
Conexión aisladores:	Sistema de pernos	Sistema de pernos	Sistema de pernos	Sistema de pernos

Tabla 7.7 Resumen de Datos para diseñar los Aisladores HBR y LRB (Sistema de Aislación Mixto)

A continuación se presentan la tabla 7.8 de resumen de Diseño del sistema de Aislación mixto, los aisladores HDR y LRB en las diferentes edificaciones en estudio:

	HOSPITALIZACION 2	ESCALERA EMERGENCIA HOSP. 2	OBSTETRICIA	C. QUIRURGICO
HDR				
De =	105,00 cm	85,00 cm	60,00 cm	60,00 cm
Di =	17,50 cm	15,00 cm	10,00 cm	10,00 cm
H =	32,20 cm	34,40 cm	34,40 cm	34,40 cm
Hr =	20,00 cm	19,80 cm	21,60 cm	21,60 cm
tr =	8,00 mm	6,00 mm	8,00 mm	8,00 mm
Capas Elast. =	25,00 u	33,00 u	27,00 u	27,00 u
Hs =	7,20 cm	9,60 cm	7,80 cm	7,80 cm
ts =	3,00 mm	3,00 mm	3,00 mm	3,00 mm
Laminas acero =	24,00 u	32,00 u	26,00 u	26,00 u
G =	6,72 kg/cm ²	1,25 kg/cm ²	6,46 kg/cm ²	6,60 kg/cm ²
KH=	282,79 T/m	35,38 T/m	82,56 T/m	84,42 T/m
LRB				
De =	105,00 cm	85,00 cm	60,00 cm	60,00 cm
Dpb =	17,50 cm	15,00 cm	10,00 cm	10,00 cm
H =	32,20 cm	34,40 cm	34,40 cm	34,40 cm
Hr =	20,00 cm	19,80 cm	21,60 cm	21,60 cm
tr =	8,00 mm	6,00 mm	8,00 mm	8,00 mm
Capas Elast. =	25,00 u	33,00 u	27,00 u	27,00 u
Hs =	7,20 cm	9,60 cm	7,80 cm	7,80 cm
ts =	3,00 mm	3,00 mm	3,00 mm	3,00 mm
Laminas acero =	24,00 u	32,00 u	26,00 u	26,00 u
Q =	24,05 T	17,67 T	7,85 T	7,85 T
fy =	27,50 T	20,19 T	8,98 T	8,97 T
G =	6,72 kg/cm ²	1,25 kg/cm ²	6,46 kg/cm ²	6,60 kg/cm ²
K2 =	2,448 T/cm	-0,218 T/cm	0,700 T/cm	0,720 T/cm

Tabla 7.8 Resumen de Diseño Aisladores HDR y LRB ((Sistema de Aislación Mixto)

7.3 PROPIEDADES DE LA MODELACIÓN DEL ANALISIS BILINEAL

Los dos sistemas de aislación se analizan, deben ser representados por un modelo bilineal, ya que las curvas de histéresis pueden ser idealizadas de muy buena forma con ésta aproximación bilineal; el modelo bilineal se basa principalmente sobre tres parámetros: la rigidez inicial, la rigidez post-fluencia y la fuerza a cero deformaciones. Esta modelación es muy útil para caracterizar el comportamiento no lineal de los aisladores con la cual se puede realizar un análisis dinámico.

Se especificarán las propiedades bilineales y adicionalmente otros parámetros como el amortiguamiento efectivo, energía disipada; que son necesarios realizar el análisis con el programa ETABS. En la figura 7.2 se muestra un esquema de un modelo bilineal:

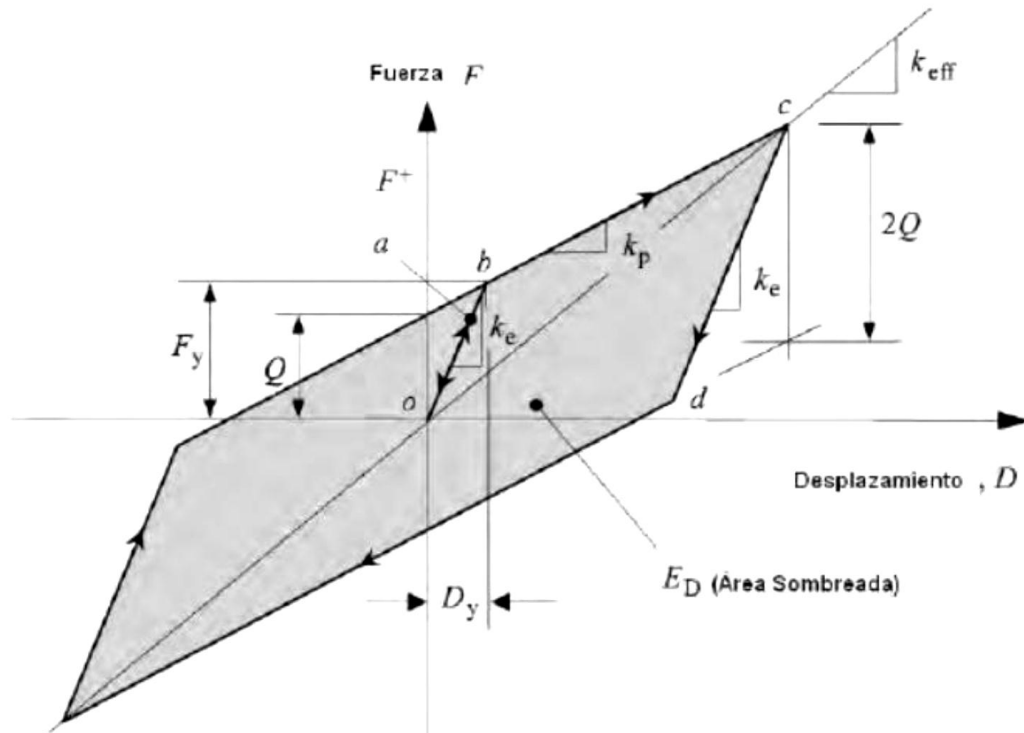


Fig. 7.2 Esquema del modelo Bilineal

Ahora presentaremos las características que se usan para la modelación bilineal y en las propiedades lineales y no lineales de los elementos Nllink, las cuales serán usadas para la modelación de los aisladores.

Para el Caso HDR

HOSPITALIZACIÓN 2 (Cálculo Típico)

- ❖ Del Diseño tenemos:

$$K_{eff} = K_H = 282,79 \text{ T/m}$$

$$D_D = 0,3438 \text{ m}$$

- ❖ Además podemos establecer Desplazamiento de Fluencia D_y :

$$D_y = 0,1 * H_r \quad (Ec. 7.31)$$

$$D_y = 0,1 * \left(\frac{23,40}{100} \right)$$

$$D_y = 0,0234 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,07$$

❖ Con esto establecemos:

- La energía disipada por los aisladores:

$$W_D = 2 * \pi * K_H * D^2 * \varepsilon \quad (Ec. 7.32)$$

$$W_D = 2 * \pi * 282,79 * 0,3438^2 * 0,07$$

$$W_D = 14,701 T * m$$

❖ Para obtener el valor de capacidad a cero deformación, Q:

$$W_D = 4 * Q * (D - D_y) \quad (Ec. 7.33)$$

$$Q = \frac{14,701}{4 * (0,3438 - 0,0234)}$$

$$Q = 11,47 T$$

❖ Rigideces viene dadas por:

- Rigidez Post-Fluencia:

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D} \quad (Ec. 7.34)$$

$$K_2 = 282,79 - \frac{11,47}{0,3438}$$

$$K_2 = 249,43 T/m$$

- Rigidez inicial elastica de los Aisladores

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad (Ec. 7.35)$$

$$K_1 = \frac{11,47}{0,0234} + 249,43$$

$$K_1 = 739,60 \frac{T}{m} \approx K_1 = 3 * K_2$$

❖ La fuerza de Fluencia es:

$$F_y = Q + K_2 * D_y \quad (Ec. 7.36)$$

$$F_y = 11,47 + 249,43 * 0,0234$$

$$F_y = 17,31 T$$

❖ La frecuencia Angular y el amortiguamiento efectivo respectivamente son:

$$\omega = \frac{2 * \pi}{T} \quad (Ec. 7.37)$$

$$\omega = \frac{2 * \pi}{2}$$

$$\omega = 3,14 \text{ rad/s}$$

$$C = \frac{W_D}{\pi * D^2 * \omega} \quad (Ec. 7,38)$$

$$C = \frac{14,701}{\pi * 0,3438^2 * 3,14}$$

$$C = 12,61 T * s/m$$

Una vez indicado el cálculo típico del edificio de hospitalización 2, a continuación presentamos la tabla 7.9 que nos da un resumen de las características adicionales que nos ayudaran para el análisis y modelación en el programa Etabs:

	HOSPITALIZACION 2	ESCALERA EMERGENCIA HOSP. 2	OBSTETRICIA	C. QUIRURGICO
D_y =	0,0234 m	0,0228 m	0,0234 m	0,0234 m
ε =	0,07	0,07	0,07	0,07
W_D =	14,701 T*m	1,839 T*m	4,292 T*m	4,389 T*m
Q =	11,47 T	1,43 T	3,35 T	3,42 T
K₂ =	249,43 T/m	31,22 T/m	72,82 T/m	74,47 T/m
K₁ =	739,60 T/m	93,94 T/m	215,98 T/m	220,62 T/m
F_y =	17,31 T	2,14 T	5,05 T	5,16 T
ω =	3,14 rad/seg	3,14 rad/seg	3,14 rad/seg	3,14 rad/seg
C =	12,61 T*s/m	1,58 T*s/m	3,68 T*s/m	3,76 T*s/m

Tabla 7.9 Resumen Características adicionales para el análisis bilineal y lineal de los edificios en estudio - Sistema de Aislación HBR

Para el Caso Conjunto LRB y HDR:

HOSPITALIZACIÓN 2

- ❖ Del Diseño tenemos para HDR:

$$K_{eff} = K_H = 282,79 \text{ T/m}$$

$$D_D = 0,2989 \text{ m}$$

- ❖ Además podemos establecer:

$$D_y = 0,1 * Hr \quad (Ec. 7.31)$$

$$D_y = 0,1 * \left(\frac{20}{100}\right)$$

$$D_y = 0,02 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,07$$

- ❖ Con esto establecemos:

- La energía disipada por los aisladores:

$$W_D = 2 * \pi * K_H * D^2 * \varepsilon \quad (Ec. 7.32)$$

$$W_D = 2 * \pi * 282,79 * 0,2989^2 * 0,07$$

$$W_D = 11,112 \text{ T} * \text{m}$$

- ❖ Para obtener el valor de capacidad a cero deformación, Q:

$$W_D = 4 * Q * (D - D_y) \quad (Ec. 7.33)$$

$$Q = \frac{11,112}{4 * (0,2989 - 0,02)}$$

$$Q = 9,96 \text{ T}$$

- ❖ Rigideces viene dadas por:

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D} \quad (Ec. 7.34)$$

$$K_2 = 282,79 - \frac{9,96}{0,2989}$$

$$K_2 = 249,47 \text{ T/m}$$

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \text{ (Ec. 7.35)}$$

$$K_1 = \frac{9,96}{0,02} + 249,47$$

$$K_1 = 747,47 \text{ T/m} \approx K_1 = 3 * K_2$$

❖ La fuerza de Fluencia es:

$$F_y = Q + K_2 * D_y \quad \text{(Ec. 7.36)}$$

$$F_y = 9,96 + 249,47 * 0,02$$

$$F_y = 14,95 \text{ T}$$

❖ La frecuencia Angular y el amortiguamiento efectivo respectivamente son:

$$\omega = \frac{2 * \pi}{T} \quad \text{(Ec. 7.37)}$$

$$\omega = \frac{2 * \pi}{2}$$

$$\omega = 3,14 \text{ rad/s}$$

$$C = \frac{W_D}{\pi * D^2 * \omega} \quad \text{(Ec. 7.38)}$$

$$C = \frac{11,112}{\pi * 0,2989^2 * 3,14}$$

$$C = 12,61 \text{ T * s/m}$$

❖ Del diseño tenemos los siguientes datos para el LRB:

$$K_{eff} = 348,22 \text{ T/m}$$

$$D_D = 0,2989 \text{ m}$$

$$K_2 = 244,86 \text{ T/m}$$

$$D_y = 1,06 \text{ cm}$$

$$Q_L = 24,05 \text{ T}$$

$$F_y = 27,50 \text{ T}$$

$$K_1 = 8 * K_2 \quad (Ec. 7.39)$$

$$K_1 = 8 * 244,86$$

$$K_1 = 1.958,88 \text{ T/m}$$

- ❖ Podemos establecer la energía disipada, la cual está compuesta por la contribución del elastómero más la del plomo, la simplicidad de la suma algebraica es debido que se considera que el elastómero y el núcleo de plomo actúan en forma paralela, por lo que tenemos

$$W_D^T = W_D^{goma} + 4 * Q_L * D \quad (Ec. 7.40)$$

$$W_D^T = 11,112 + 4 * 24,05 * 0,2989$$

$$W_D^T = 39,87 \text{ T} * \text{m}$$

- ❖ El amortiguamiento efectivo total del sistema LRB es:

$$C = \frac{W_D}{\pi * D^2 * \omega} \quad (Ec. 7.41)$$

$$C = \frac{39,87}{\pi * 0,2989^2 * 3,14}$$

$$C = 45,24 \text{ T} * \text{s/m}$$

Una vez indicado el cálculo típico del edificio de hospitalización 2, a continuación presentamos la tabla 7.10 que nos da un resumen de las características adicionales que nos ayudaran para el análisis y modelación en el programa Etabs:

	HOSPITALIZACION 2	ESCALERA EMERGENCIA HOSP. 2	OBSTETRICIA	C. QUIRURGICO
Dy =	0,0200 m	0,0198 m	0,0216 m	0,0216 m
ε =	0,07	0,07	0,07	0,07
WD =	11,112 T*m	1,277 T*m	3,714 T*m	3,797 T*m
Q =	9,96 T	1,20 T	3,11 T	3,18 T
K2 =	249,47 T/m	31,19 T/m	72,84 T/m	74,48 T/m
K1 =	747,47 T/m	91,80 T/m	216,82 T/m	221,70 T/m
K1 =	748,41 T/m	93,57 T/m	218,52 T/m	223,44 T/m
Fy =	14,95 T	1,82 T	4,68 T	4,79 T
ω =	3,14 rad/seg	3,14 rad/seg	3,14 rad/seg	3,14 rad/seg
C =	12,61 T*s/m	1,58 T*s/m	3,68 T*s/m	3,76 T*s/m
Keff =	348,20 T/m	60,70 T/m	107,63 T/m	109,68 T/m
DD =	0,2989 m	0,2865 m	0,3198 m	0,3198 m
K2 =	244,83 T/m	-21,77 T/m	70,00 T/m	72,04 T/m
Dy =	1,06 cm	6,32 cm	1,19 cm	1,16 cm
Qpb =	24,05 T	17,67 T	7,85 T	7,85 T

Fy =	27,50 T	20,19 T	8,98 T	8,97 T
K1 =	1.958,64 T/m	-174,16 T/m	560,00 T/m	576,32 T/m
WDT =	39,870 T*m	21,530 T*m	13,760 T*m	13,840 T*m
C =	45,24 T*s/m	26,59 T*s/m	13,64 T*s/m	13,72 T*s/m

Tabla 7.10 Resumen Características adicionales para el análisis bilineal y lineal de los edificios en estudio - Sistema de Aislación Mixto (HDR y LRB)

CAPITULO VIII

8. ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA

En este capítulo modelaremos la estructura con los dos tipos de aisladores, un primer modelo consta de todos los aisladores basales tipo HDR y un segundo modelo estará con aisladores perimetrales de tipo LBR y los centrales de tipo HDR este último procedimiento se lo realizara solamente para el edificio Hospitalización 2 por su complejidad y solicitudes que se deja cabida para este análisis de las demás estructuras.

Los objetivos que se desea desempeñar:

- ✓ Comprobar el diseño de los dos sistemas de aislación diseñados en el capítulo 7 para el edificio Hospitalización 2.
- ✓ Se analizará para escoger la alternativa más efectiva de aislación, esto quiere decir cuál de los dos sistemas entrega el mejor comportamiento a través de la comparación de los resultados entregados del análisis
- ✓ Comparar el comportamiento de la estructura convencional versus la estructura aislada, para ver la efectividad real de incluir un sistema de aislación en el edificios a analizar.

En la comparación se tomara en cuenta los siguientes parámetros que están relacionados con el nivel de daño y la seguridad de la estructura:

- ✓ Desplazamiento del sistema de aislación.
- ✓ Desplazamiento relativo de la superestructura.
- ✓ Aceleración de los diferentes niveles de la superestructura.
- ✓ Corte basal de la superestructura.

8.1 ANALISIS DINÁMICO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA

El análisis dinámico no lineal en el edificio de estudio tiene múltiples e importantes razones, respecto a la aplicación de éste procedimiento el ADNL corresponde a un análisis que debe ser aplicado a las estructuras ya sea por diseño o verificación de comportamiento, además es uno de los propuestos

por la NEC-11 y la NCH 2745 Of. 2003 en la cual se fundamentan los análisis del edificio Hospitalización 2, este análisis se puede aplicar a todas las estructuras con aislación sísmica, sin importar las restricciones referentes al sistema estructural o de aislación.

En este estudio se considerara que la mejor alternativa para el análisis de la estructura aislada es el espectral (espectro de respuesta de nuestra estructura) calculado, analizado en el capítulo 5 y dado como opción válida para el análisis de estructuras aisladas en la NCH 2745.

8.1.1 RESULTADOS DEL ADNL APLICADO A LOS EDIFICIOS

Esta sección se puede dividir en dos partes; la primera consiste en aplicar el espectro de respuesta de la estructura con los dos tipos de sistemas de aislación, para realizar la verificación de que cada sistema funciona como se desea y la selección del que presente un mejor comportamiento, finalmente se realiza la comparación en los edificios convencional con el aislado.

Por lo anteriormente expuesto el presente estudio considerará que la mejor alternativa para el análisis de la estructura aislada es el espectral (espectro de respuesta de nuestra estructura) calculado, analizado en el capítulo 5 y dado como opción válida para el análisis de estructuras aisladas en la NCH 2745.³⁵

8.1.1.1 VERIFICACION Y SELECCIÓN DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

Como primer paso se verificara que los sistemas de aislación produzcan el periodo deseado y se mostrarán sus modos de vibración.

³⁵ NCH 2745, pág. 32,33,35,36,61,62

HOSPITALIZACIÓN 2

HDR:

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	2,2017	99,1827	0,2510	0,0029
2	2,1863	0,2506	99,2661	0,0132
3	1,9935	0,0035	0,0124	99,7055
4	0,4612	0,5526	0,0015	0,0002
5	0,4432	0,0012	0,4610	0,0005
6	0,3586	0,0001	0,0001	0,2737
7	0,1486	0,0082	0,0000	0,0000
8	0,1415	0,0000	0,0072	0,0000
9	0,1087	0,0000	0,0000	0,0035
10	0,0968	0,0004	0,0000	0,0000
11	0,0706	0,0000	0,0005	0,0000
12	0,0685	0,0004	0,0000	0,0000

Tabla 8.1 Resultados del análisis modal del Edificio Hospitalización 2 con el Sistema HDR

La tabla 8.1 nos muestra el período fundamental que corresponde a 2,2017 segundos (≈ 2.0 seg. periodo objetivo), flexibilizando la estructura, con una participación modal Ux 99,1827 siendo mayor que Uy y Rz, por lo que se puede decir que es un modo translación en sentido X. Como se observa en la figura 8.1.

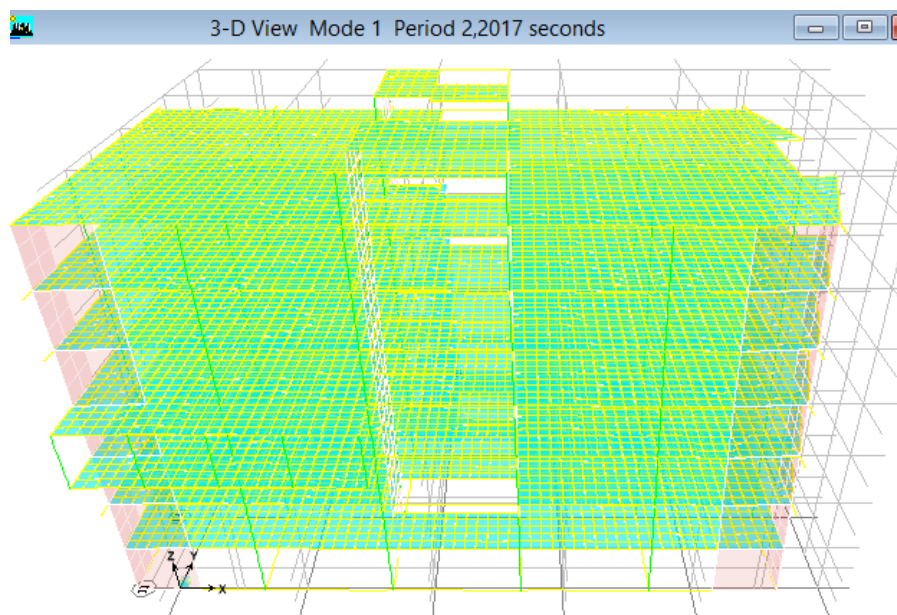


Fig. 8.1 Primer Modo de Edificio Hospitalización 2 aislado con HDR, modo translación en X

El segundo modo de vibración tiene un periodo de 2,1863 segundos y tiene mayor participación modal U_y 99,2661 mayor que en U_x y R_z siendo un modo trasnacional en Y como consecuencia del espectro sísmico aplicado, señalando que entre el primer modo y el segundo su diferencia del periodo es mínima. En la figura 8.2 observamos cómo se desplaza la estructura en sentido Y.

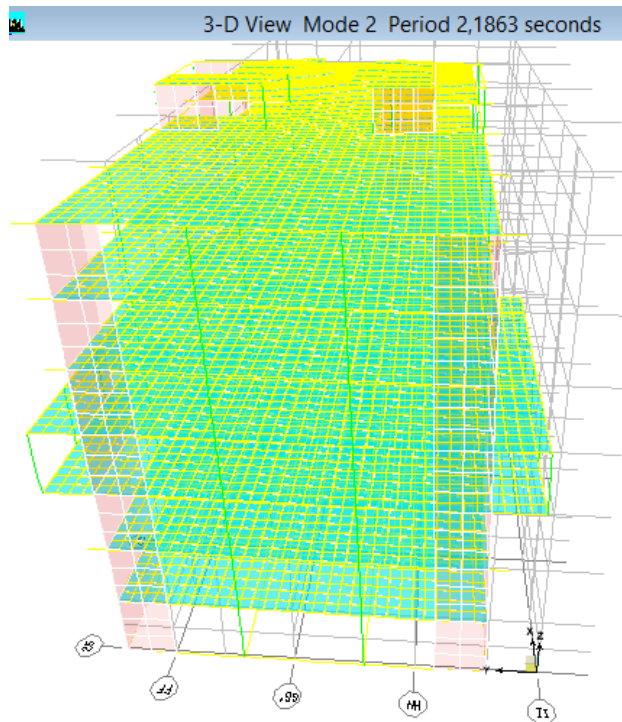


Fig. 8.2 Primer Modo de Edificio Hospitalización 2 aislado con HDR, modo translación en Y

El tercer modo de vibración tiene un período de 1,9935 segundos y tiene una participación modal R_z 99,7055 que es mayor que U_x y U_y , lo que indica que es un modo torsional, como se puede observar se puede observar en la figura 8.3

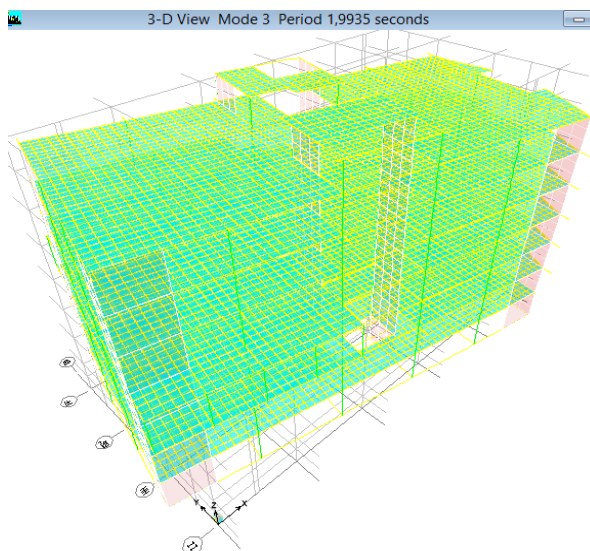


Fig. 8.3 Primer Modo de Edificio Hospitalización 2 aislado con HDR, modo rotación en Z

Se puede apreciar de las formas modales que la flexibilización sucede en totalidad en el sistema de aislación, en esta interfaz ocurre casi la totalidad del desplazamiento mientras que la superestructura permanece como si fuera una estructura rígida.

HOSPITALIZACIÓN 2

HDR y LRB:

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	2,3182	69,7007	29,7055	0,1411
2	2,2894	29,7512	69,8303	0,0075
3	2,0885	0,0717	0,0768	99,6037
4	0,4488	0,4386	0,0012	0,0001
5	0,4335	0,0018	0,3506	0,0004
6	0,3486	0,0001	0,0001	0,2163
7	0,1465	0,0256	0,0022	0,0014
8	0,1427	0,0002	0,0013	0,0006
9	0,1367	0,0002	0,0088	0,0000
10	0,1070	0,0000	0,0000	0,0135
11	0,0994	0,0000	0,0000	0,0000
12	0,0994	0,0000	0,0000	0,0000

Tabla 8.2 Resultados del análisis modal del Edificio Hospitalización 2 con el Sistema mixto HDR y LRB

La tabla 8.2 nos muestra el período fundamental que corresponde a 2,3182 segundos (≈ 2.0 seg. Periodo objetivo), flexibilizando la estructura, con una

participación modal U_x 69,7007 siendo mayor que U_y y R_z , por lo que se puede decir que es un modo en translación en sentido X. Como se observa en la figura 8.4

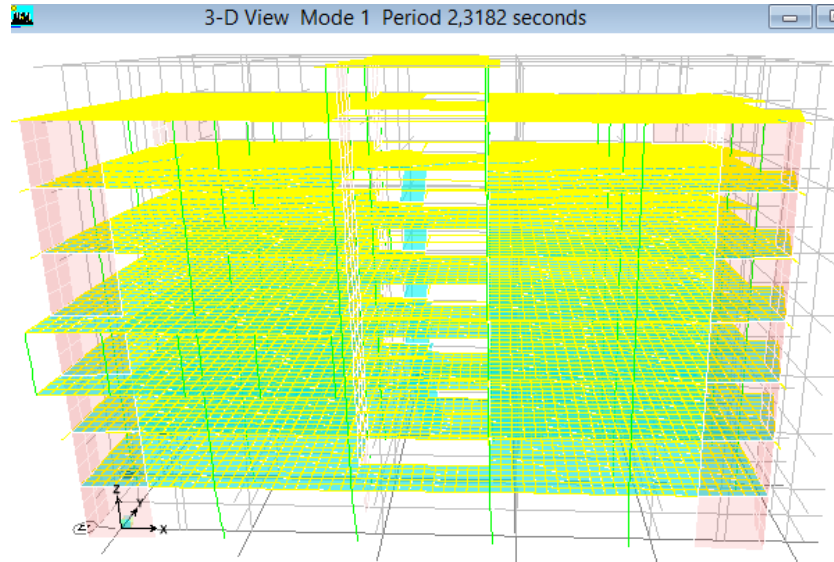


Fig. 8.4 Primer Modo de Edificio Hospitalización 2 aislado con HDR y LRB, modo translación en X

El segundo modo de vibración tiene un periodo de 2,2894 segundos y tiene mayor participación modal U_y 69,8303 mayor que en U_x y R_z siendo un modo trasnacional en Y como consecuencia del espectro sísmico aplicado, señalando que entre el primer modo y el segundo su diferencia del periodo es mínima. En la figura 8.5 observamos cómo se desplaza la estructura en sentido Y.

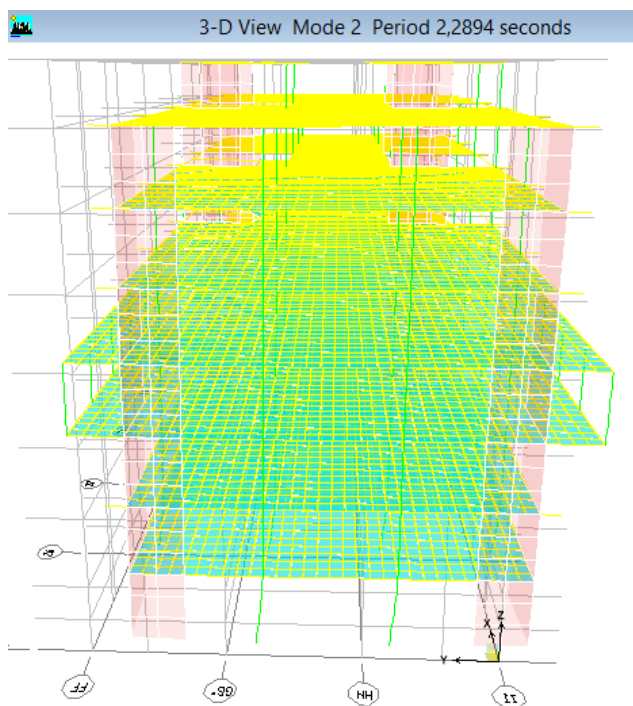


Fig. 8.5 Primer Modo de Edificio Hospitalización 2 aislado con HDR y LRB, modo translación en Y

El tercer modo de vibración tiene un período de 2,0885 segundos y tiene una participación modal R_z 99,6037 que es mayor que U_x y U_y , lo que indica que es un modo torsional, como se puede observar se puede observar en la figura 8.6

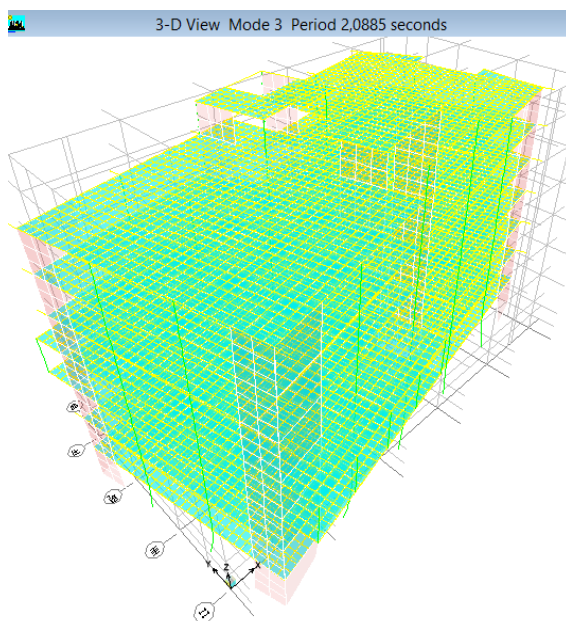


Fig. 8.6 Primer Modo de Edificio Hospitalización 2 aislado con HDR y LRB, modo rotación en Z

Se puede apreciar a igual que el anterior modelo de aislación las formas modales que la flexibilización sucede en totalidad en el sistema de aislación, en esta interfaz ocurre casi la totalidad del desplazamiento mientras que la superestructura permanece como si fuera una estructura rígida.

8.1.1.1.1 DESPLAZAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

Los valores más importantes de un sistema estructural sujeto a fuerzas laterales, es el desplazamiento del sistema de aislación para evitar el daño de los elementos estructurales y no estructurales.

HOSPITALIZACIÓN 2

En la tabla 8.3 se indican los valores de deformación para cada sistema de aislación, y además en la figuras 8.7 y 8.8 la visualización gráfica:

DEFORMACIÓN DEL SISTEMA DE AISLACIÓN		
Tipo de Sistema de Aislación	Deformación X (cm)	Deformación Y (cm)
HDR	8,56	9,24
LRB + HDR	7,06	7,61

Tabla 8.3 Deformaciones del Sistema de Aislación - Edificio Hospitalización 2

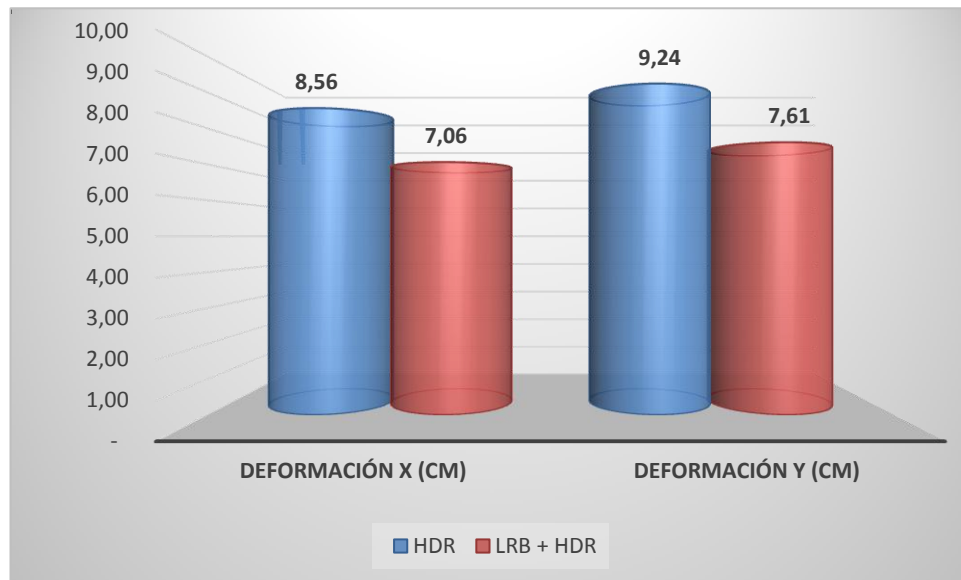


Fig. 8.7 Deformación de los Sistemas de Aislación, Dirección X, Y

Se observa de la tabla 8.3 y fig. 8.7 los desplazamientos en la dirección X, Y se encuentran sobre los 7 cm. Comparando los sistemas de aislación las diferencias no son muy significativas, para la dirección X, Y el que presenta

el menor desplazamiento es el sistema conjunto conformado por LRB más HDR que el sistema por HDR, pero la diferencia entre ellos es mínima, es del orden de 1,07 cm en dirección X y 1,24 cm en dirección Y.

Analizando este parámetro de desplazamiento del sistema de aislación no se puede tomar una decisión ya que los dos tienen un buen comportamiento y sus resultados son similares.

8.1.1.1.2 DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE LA SUPERESTRUCTURA

Este parámetro de comparación entre los sistemas de aislación es muy importante, ya que está ligado directamente al daño de los elementos estructurales y no estructurales ante la ocurrencia de un sismo de indistinta magnitud, en el cual nos entregara el sistema que mejor se comporte en la estructura, a continuación se presentan las tablas 8.4, 8.5 y figura 8.8 de desplazamientos y derivas respectivamente para su evaluación:

HOSPITALIZACIÓN 2

DEFORMACIÓN RELATIVA (cm)				
STORY	HDR		LRB - HDR	
	SISMO X	SISMO Y	SISMO X	SISMO Y
STORY8	11,0548	10,8630	8,988	8,8596
STORY7	10,9120	11,5054	8,8757	9,3886
STORY6	10,6054	11,2057	8,6341	9,1493
STORY5	10,2721	10,8820	8,3715	8,8911
STORY4	9,9581	10,5340	8,1264	8,6138
STORY3	9,5839	10,1708	7,8341	8,3255
STORY2	9,1705	9,8124	7,5127	8,0432
STORY1	8,8108	9,4827	7,2401	7,7897
BASE	8,5555	9,2393	7,0603	7,6096

Tabla 8.4 Valores de Deformación relativa respecto al suelo para los distintos niveles con cada sistema de Aislación - Edificio Hospitalización 2

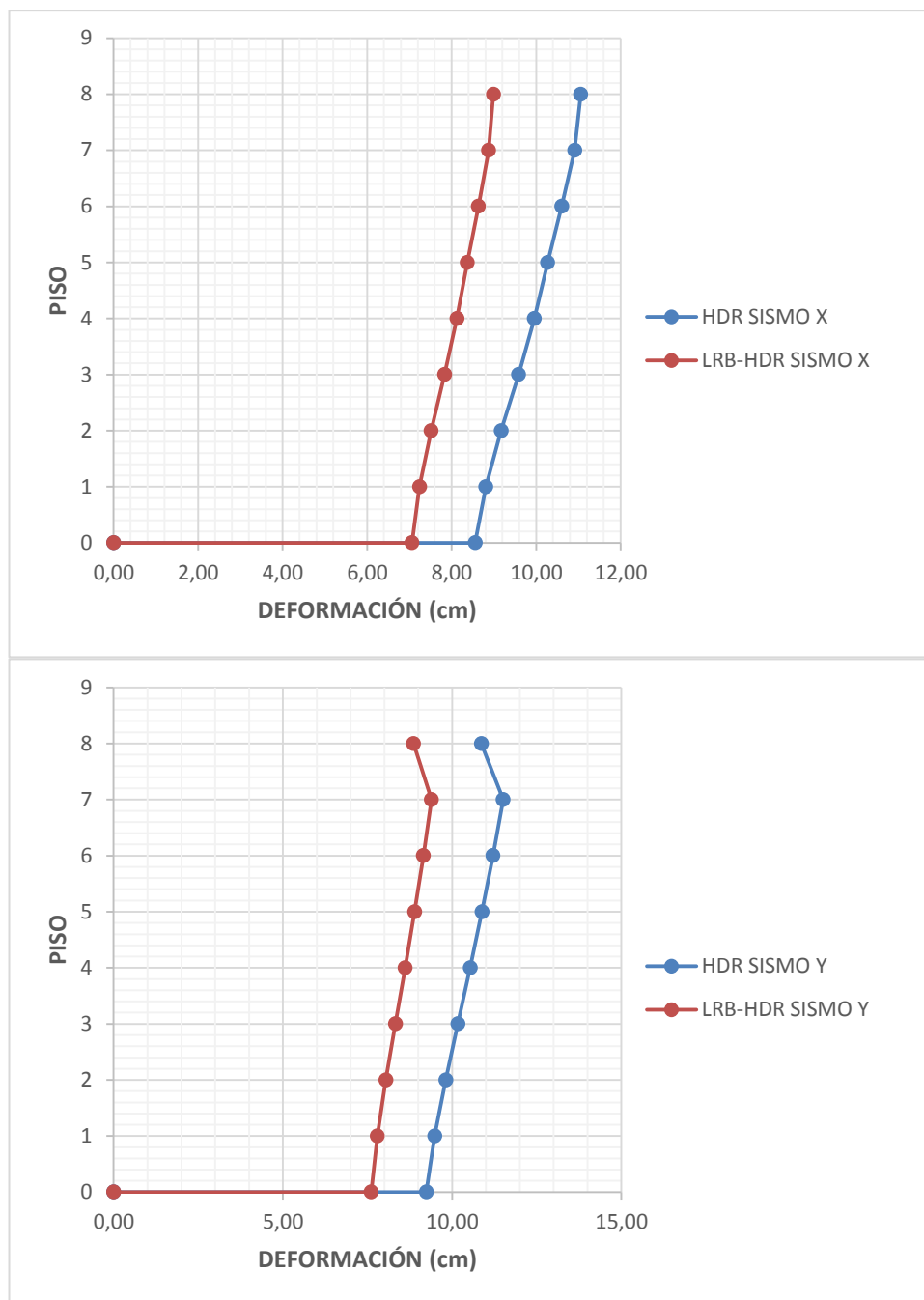


Fig. 8.8 Respuesta en altura del Edificio Hospitalización 2 de la deformación relativa, respecto al nivel de fundación, en cada dirección.

VALORES MAXIMOS DE DRIFTS - SENTIDO X		
STORY	HDR	HDR - LRB
STORY 8	0,0031	0,0025
STORY 7	0,0042	0,0033
STORY 6	0,0047	0,0037
STORY 5	0,0050	0,0039
STORY 4	0,0051	0,0040
STORY 3	0,0050	0,0039
STORY 2	0,0045	0,0034
STORY 1	0,0034	0,0024

VALORES MAXIMOS DE DRIFTS - SENTIDO Y		
STORY	HDR	HDR - LRB
STORY 8	0,0036	0,0029
STORY 7	0,0040	0,0032
STORY 6	0,0043	0,0035
STORY 5	0,0047	0,0037
STORY 4	0,0049	0,0039
STORY 3	0,0048	0,0038
STORY 2	0,0043	0,0033
STORY 1	0,0032	0,0024

Tabla 8.5 Valores máximos de los drift por cada nivel del Edificio Hospitalización 2 en cada dirección

Observamos en la tabla 8.4 y figura 8.8 que su deformación relativa de los dos sistemas no son altos por lo que se considera en ambos casos que actúan bien ante el análisis dinámico, pero si podemos decir que el sistema de aislación basal utilizando un conjunto de aisladores HDR y LRB se obtienen menor valor de desplazamiento relativo así mismo sus derivas de piso que se puede apreciar en la tabla 8.5 respecto al sistema con aisladores HDR. Otro punto que podemos apreciar es que tanto los desplazamientos como las derivas en el sentido Y son mayores esto se debe a la forma de la estructura ya que su mayor rigidez es en el sentido X.

8.1.1.1.3 ACELERACIONES ABSOLUTAS EN LA SUPERESTRUCTURA

Este análisis de las aceleraciones absolutas en cada piso del edificio Hospitalización 2, así mismo como en el caso anterior está relacionado con los daños de los elementos estructurales y no estructurales ante la eventualidad sísmica de indistinta magnitud, además que una aceleración

baja evita fuertes vibraciones en la estructura. En la tabla 8.6 y figura 8.9 podemos observar los resultados entregados por el análisis del programa ETABS.

HOSPITALIZACIÓN 2

VALORES MAXIMOS DE ACELERACIONES - SENTIDO X		
STORY	HDR -	HDR - LRB
8	0,0961	0,0786
7	0,0923	0,0754
6	0,0874	0,0715
5	0,0832	0,0682
4	0,0801	0,0658
3	0,0778	0,0642
2	0,0763	0,0632
1	0,0752	0,0625
0	0,0743	0,0619

VALORES MAXIMOS DE ACELERACIONES - SENTIDO Y		
STORY	HDR	HDR - LRB -
8	0,0950	0,0777
7	0,0913	0,0747
6	0,0870	0,0712
5	0,0834	0,0682
4	0,0805	0,0660
3	0,0783	0,0644
2	0,0768	0,0634
1	0,0756	0,0626
0	0,0747	0,0620

Tabla. 8.6 Respuesta en altura del Edificio Hospitalización 2 de las aceleraciones absolutas, respecto al nivel de fundación, en cada dirección.

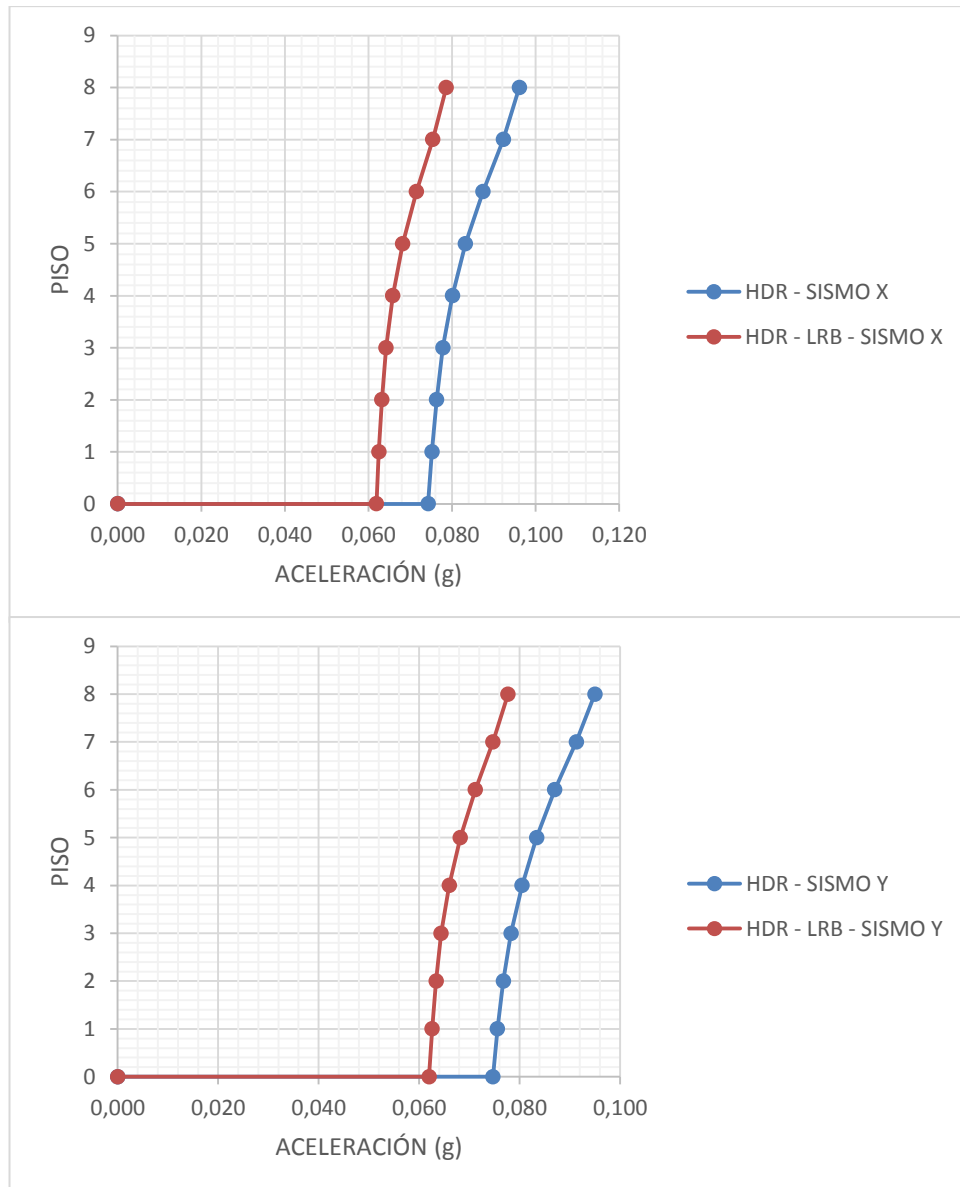


Fig. 8.9 Respuesta en altura del Edificio Hospitalización 2 de las aceleraciones absolutas, respecto al nivel de fundación, en cada dirección.

De la tabla 8.6 y figura 8.9 podemos decir que el sistema conjunto de aisladores HDR y LRB tiene notablemente un mejor comportamiento obteniendo aceleraciones absolutas menores que al sistema que tiene únicamente aisladores HDR. Observamos también que las aceleraciones tanto en la dirección en X, Y su diferencia son mínimas. Una de las respuestas efectivas que nos dan los dos sistemas de aislación en estudio es la variación mínima de la aceleración entre los pisos de la estructura del edificio Hospitalización 2.

8.1.1.1.4 CORTE BASAL SUPERESTRUCTURA

Cortante basal permite valorar los esfuerzos y plastificaciones de los elementos estructurales, se evalúa el daño que puede ocasionar en los mismos, es por esa razón que es importante para el análisis y comparación entre los dos sistemas de aislación para determinar el más efectivo. Siendo así, se muestran los resultados en la tabla 8.7 y figura 8.10:

HOSPITALIZACIÓN 2

VALORES MAXIMOS DE CORTE BASAL - SENTIDO X		
STORY	HDR -	HDR - LRB
8	15,19	12,42
7	123,9	101,25
6	239,77	195,99
5	349,85	286,14
4	461,24	377,59
3	568,13	465,67
2	665,82	546,51
1	761,66	624,86

VALORES MAXIMOS DE CORTE BASAL - SENTIDO Y		
STORY	HDR -	HDR - LRB
8	15,05	12,31
7	122,71	100,31
6	238,08	194,56
5	348,35	284,7
4	460,54	376,52
3	568,62	465,2
2	667,66	546,71
1	764,93	625,74

Tabla. 8.7 Respuesta en altura del Edificio Hospitalización 2 para los cortes basales, en cada dirección.

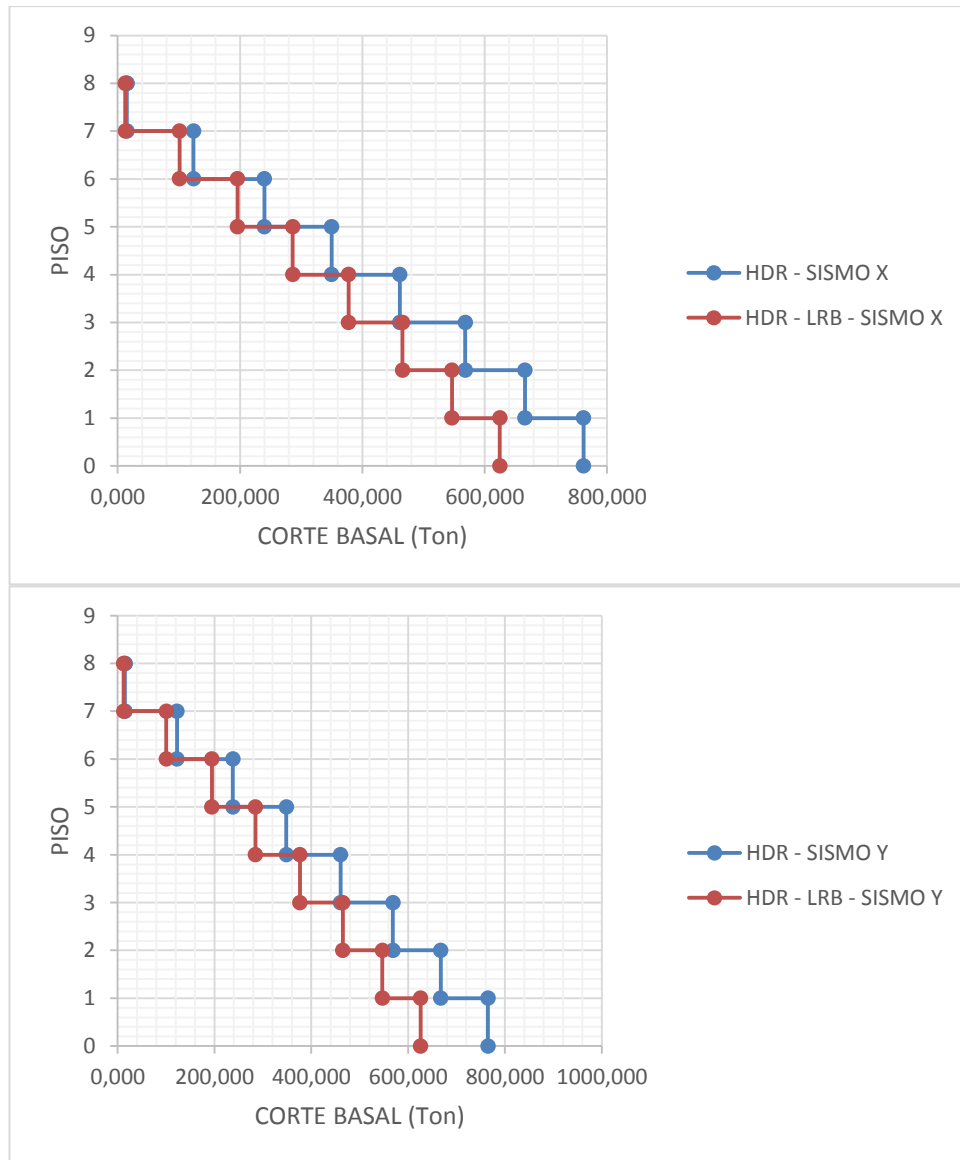


Fig. 8.10 Respuesta en altura del Edificio Hospitalización 2 para los cortes basales, en cada dirección.

Observamos en la tabla 8.7 los valores del corte basal por piso en el sistema conjunto con aisladores HDR y LRB son menores obteniendo un valor de 624 ton, diciendo así que este sistema tiene mejor comportamiento que el sistema de aisladores HDR. En la figura 8.10 podemos ver que tiene la forma típica, de la tabla y figura encontramos que para las direcciones X, Y sus valores son similares sin una mayor diferencia.

El análisis de cada uno de los parámetros que fueron expuestos tales como desplazamiento del sistema de aislación, desplazamiento relativo del sistema, aceleraciones absolutas, corte basal de la superestructura, el sistema de aislación basal que ha presentado mejor comportamiento

estructural es el usando los aisladores en conjunto HDR + LRB presentando menores valores en todos los parámetros por lo tanto menos sollicitaciones, esto nos garantiza una mayor seguridad a los elementos estructurales, no estructurales, equipos e instalaciones.

8.1.1.2 COMPARACION DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL VS LA ESTRUCTURA AISLADA

La comparación será la estructura del edificio Hospitalización 2 diseñada con las sollicitaciones de la norma ecuatoriana de la construcción 2011 (NEC-11), de forma convencional es decir empotrada, y la estructura aislada con el sistema de aisladores HDR+LRB siendo el más efectivo en todos los parámetros analizados. Los parámetros a analizar serán los mismos que para la elección del sistema de aislación bajo las sollicitaciones de la NEC-11. En esta sección podremos darnos cuenta cuantitativamente cuan beneficioso es el usar el sistema de aislación, garantizando el resistir sismos pequeños y moderados en elementos estructurales, no estructurales, equipos e instalaciones de la edificación.

8.1.1.2.1 DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE LA ESTRUCTURA AISLADA Y BASE FIJA

En esta sección se presentaran los valores entregados por el análisis de la estructura del edificio Hospitalización 2 modelado en las dos condiciones a comparar, y se examinara el desplazamiento relativo de la estructura como vimos en la elección del sistema de aislación, es una característica muy sensible la cual influye en una decisión ya que los menores valores a obtener en este parámetro garantiza seguridad a la estructura y a los que habitan en la edificación.

En la figura 8.11 se representa el perfil en altura de los desplazamientos máximos de cada piso en dirección X, Y:

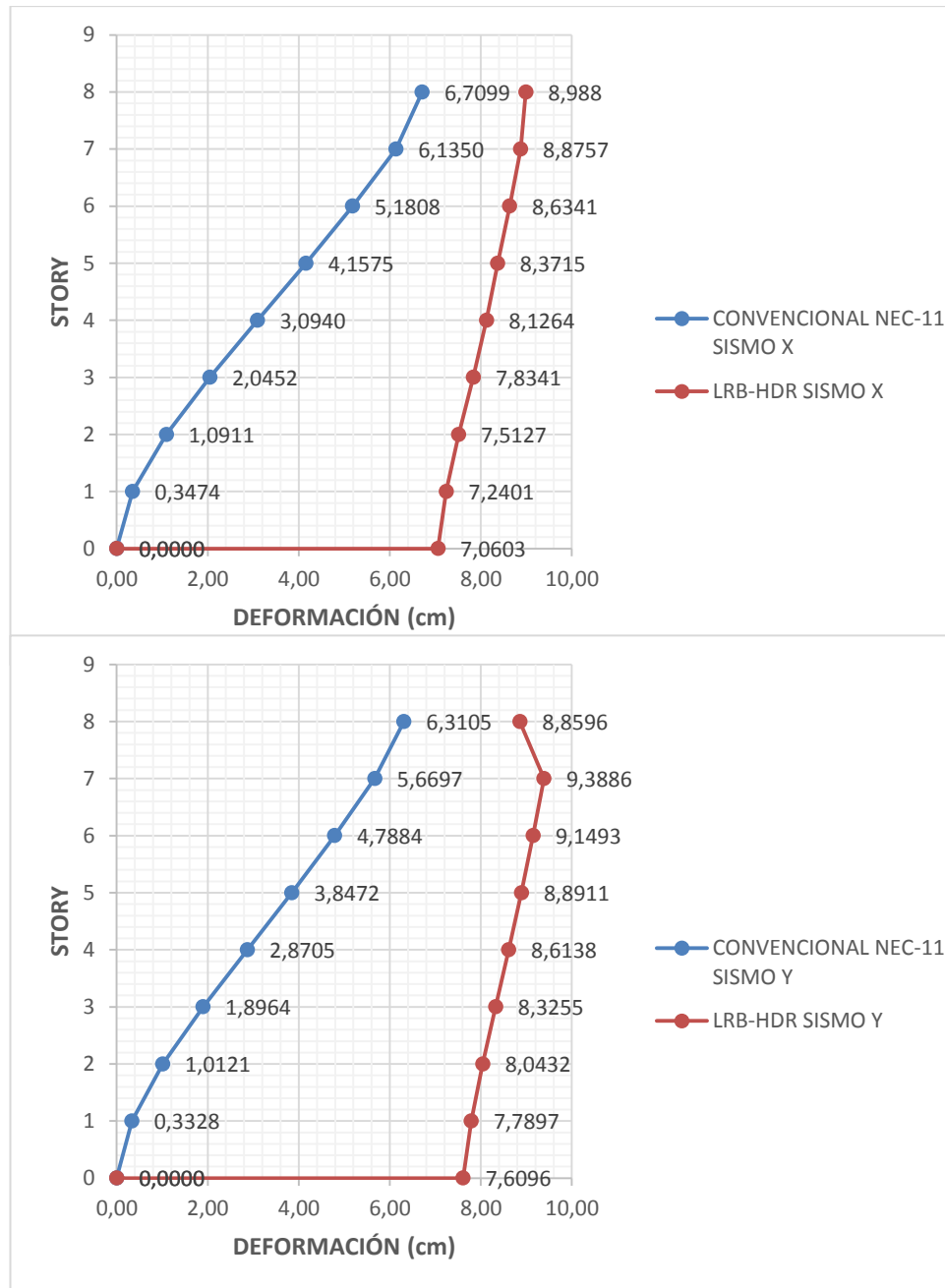


Fig. 8.11 Respuesta en altura de los desplazamientos máximos por nivel para la estructura convencional y aislada.

De la figura 8.11 se puede apreciar que la estructura convencional a medida que se va incrementando la altura los desplazamientos cada vez son mayores, a diferencia que la estructura aislada su mayor deformación sucede en la interfaz del aislador de base, mientras que la superestructura se mantiene más rígida mostrando pequeñas deformaciones entre los pisos tanto para la dirección X, Y. Esta misma figura podemos analizarla de diferente manera en el cual se contrarrestará la deformación del aislador y

se dejara solo los desplazamientos de la superestructura en otras palabras de los pisos altos la cual observamos en la figura 8.12 en las dos direcciones respectivamente.

HOSPITALIZACIÓN 2

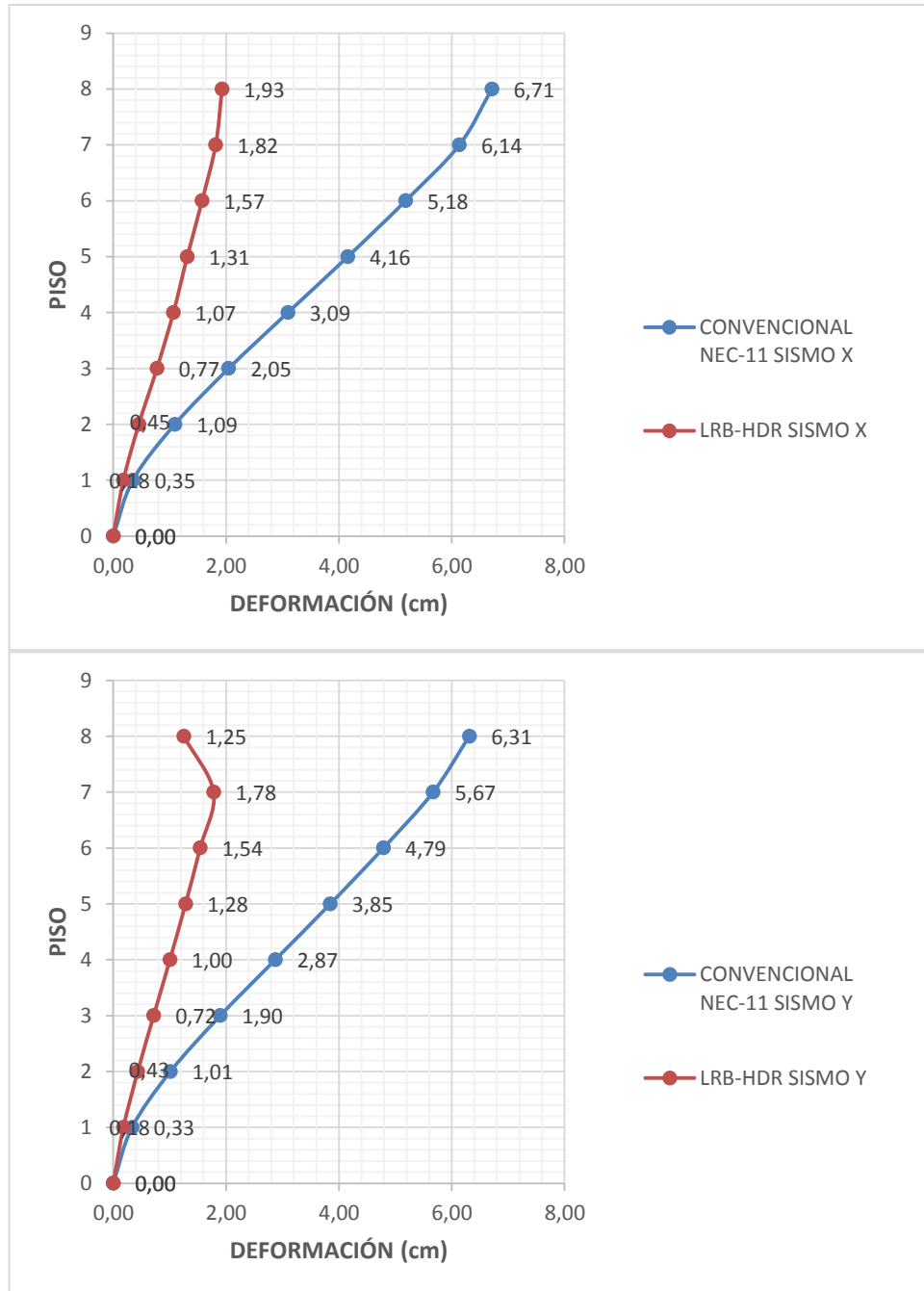


Fig. 8.12 Desplazamientos máximos de cada nivel de la estructura aislada y base fija, no considerando el desplazamiento del sistema de aislación para el caso del edificio aislado (HOSPITALIZACIÓN 2).

En la figura 8.12 identificamos que teniendo una estructura aislada existe una reducción importante de las deformaciones, el desplazamiento crítico de la estructura convencional sin aislación son de 6,71cm en dirección X y 6,31 cm en dirección Y, en cambio en la estructura aislada estos mismos valores son de 1,93 cm en dirección x y de 1, 78cm en dirección Y, lo que quiere decir baja el desplazamiento en un 72%. Con esto podemos identificar cuan efectivo es tener un sistema de aislación en el edificio Hospitalización 2.

Story	BASE FIJA		HBR - LRB		Factor Reducción	
	Δ_{MX}	Δ_{MY}	Δ_{MX}	Δ_{MY}	X	Y
STORY8	0,0109		0,0025		4,360	
STORY8		0,0116		0,0029		4,000
STORY7	0,0132		0,0033		4,000	
STORY7		0,0132		0,0032		4,125
STORY6	0,0144		0,0037		3,892	
STORY6		0,0141		0,0035		4,029
STORY5	0,0147		0,0039		3,769	
STORY5		0,0147		0,0037		3,973
STORY4	0,0145		0,0040		3,625	
STORY4		0,0145		0,0039		3,718
STORY3	0,0131		0,0039		3,359	
STORY3		0,0131		0,0038		3,447
STORY2	0,0102		0,0034		3,000	
STORY2		0,0100		0,0033		3,030
STORY1	0,0048		0,0024		2,000	
STORY1		0,0049		0,0024		2,042

Tabla 8.8 Valores Máximos de los Drift del Edificio Hospitalización 2 Base Fija, y los Respectivos Factores de Reducción por Nivel Respecto al Edificio Aislado Mixto

Observamos en la tabla 8.8 las derivas de piso en las cuales hemos generado un factor el cual nos cuantifica la reducción de los valores en cada piso teniendo así un factor de reducción mayor que llega a un valor de 4,36 y el menor de 2,0 en la dirección X y en la dirección Y una factor de reducción de 2,042 hasta un valor de 4,125, esto nos indica que frente a la eventualidad de un sismo la reducción de daños en la estructura aislada es favorable.

8.1.1.2.2 ACELERACIONES ABSOLUTAS EN LA ESTRUCTURA AISLADA Y BASE FIJA

Como se analizó en la sección anterior la aceleración es muy importante porque está directamente relacionado con los daños que puede ocasionar la eventualidad de un sismo en los elementos estructurales y no estructurales por lo que es un parámetro que es necesario su comparación para observar las diferencias en el usar una estructura con una base aislada y una base fija. Por lo que se muestran los valores en la tabla 8.9 y figura 8.13.

Story	BASE FIJA		HBR - LRB		Factor Reducción	
	X	Y	X	Y	X	Y
STORY8	0,6220		0,0786		7,92	
STORY8		0,5430		0,0777		6,99
STORY7	0,4288		0,0754		5,68	
STORY7		0,4353		0,0747		5,83
STORY6	0,3383		0,0715		4,73	
STORY6		0,3502		0,0712		4,92
STORY5	0,2862		0,0682		4,20	
STORY5		0,3398		0,0682		4,98
STORY4	0,2557		0,0658		3,89	
STORY4		0,2735		0,0660		4,14
STORY3	0,2180		0,0642		3,40	
STORY3		0,2743		0,0644		4,26
STORY2	0,1749		0,0632		2,77	
STORY2		0,2692		0,0634		4,25
STORY1	0,1175		0,0625		1,88	
STORY1		0,1991		0,0626		3,18
BASE	0,0000		0,0619		0,00	
BASE		0,0000		0,0620		0,00

Tabla 8.9 Valores Máximos de las Aceleraciones Absolutas del Edificio Hospitalización 2 Base Fija, y los Respectivos Factores de Reducción por Nivel Respecto al Edificio Aislado

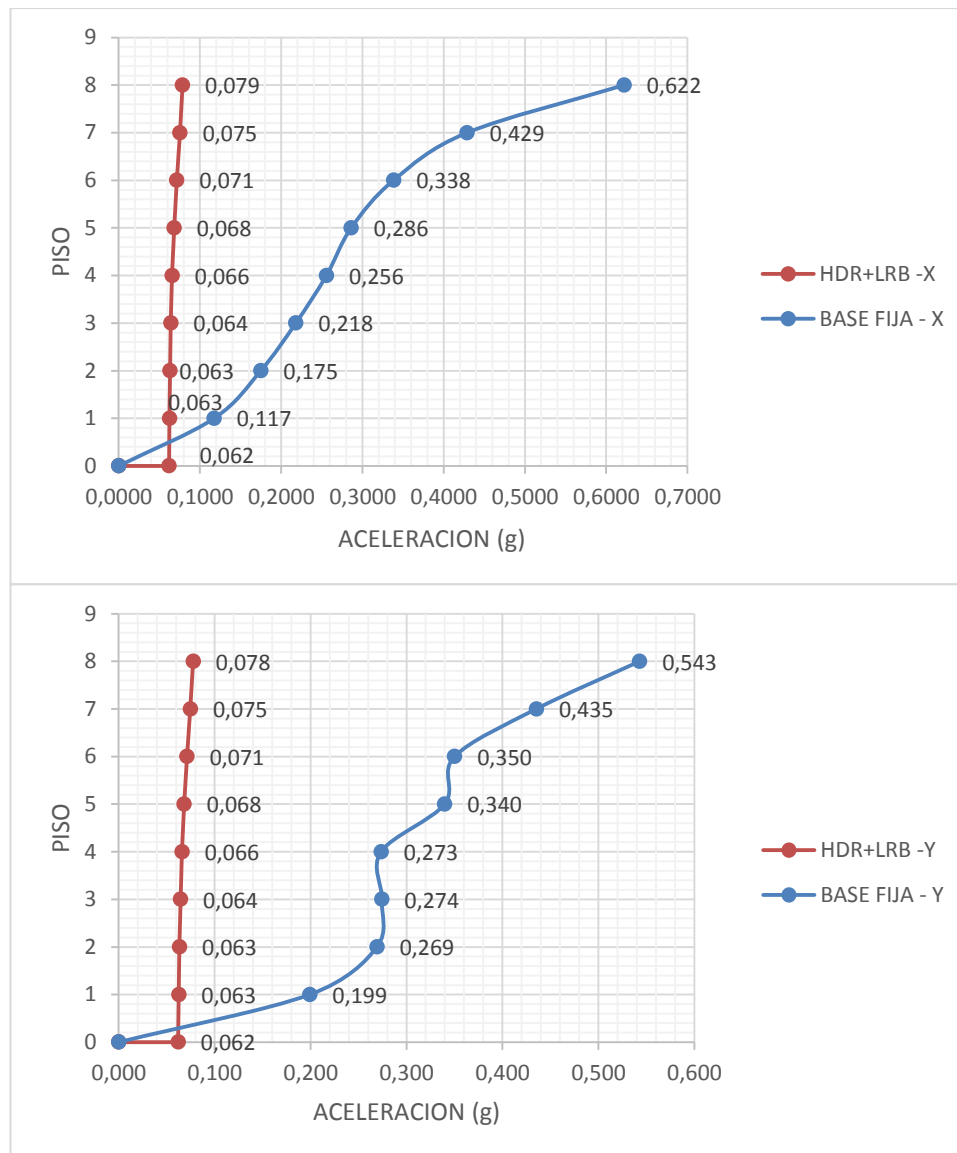


Fig. 8.13 Respuesta del comportamiento de las aceleraciones absolutas en altura para el Edificio Hospitalización 2 Aislado y Base Fija.

En la tabla 8.9 se puede ya valorar el factor de reducción que se pudo calcular, mediante la estructura aumenta su altura la mitigación de la aceleración es mayor teniendo así un factor de reducción en ultimo nivel de 7,92 en dirección X y 6,99 en dirección en Y. Así mismo en la figura 8.13 es notable el efecto que genera el sistema de aislación, existe una reducción en la aceleración absoluta en todos los niveles de la superestructura. Alcanzando una aceleración máxima de 0,78 g y 0,79 respectivamente.

8.1.1.2.3 CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA AISLADA Y BASE FIJA

La comparación del corte basal nos permite visualizar de manera directa los esfuerzos a los cuales las estructuras aislada y de base fija estarán sometidas, se analizará el comportamiento de cada una de las estructuras a la ocurrencia de un sismo. Por lo que en la tabla 8.18 y figura 8.14 visualizaremos esos cambios que existen en ambas estructuras.

Story	BASE FIJA		HBR - LRB		Factor Reducción	
	X	Y	X	Y	X	Y
STORY8	93,82		12,42		7,55	
STORY8		84,83		12,31		6,89
STORY7	571,41		101,25		5,64	
STORY7		589,47		100,31		5,88
STORY6	988,77		195,99		5,05	
STORY6		1016,68		194,56		5,23
STORY5	1311,03		286,14		4,58	
STORY5		1350,43		284,7		4,74
STORY4	1575,35		377,59		4,17	
STORY4		1623,42		376,52		4,31
STORY3	1770,52		465,67		3,80	
STORY3		1822,26		465,2		3,92
STORY2	1885,66		546,51		3,45	
STORY2		1940,76		546,71		3,55
STORY1	1932,36		624,86		3,09	
STORY1		1991,75		625,74		3,18

Tabla. 8.10 Respuesta del comportamiento de los esfuerzos de corte para el Edificio Hospitalización 2 Aislado y Base Fija

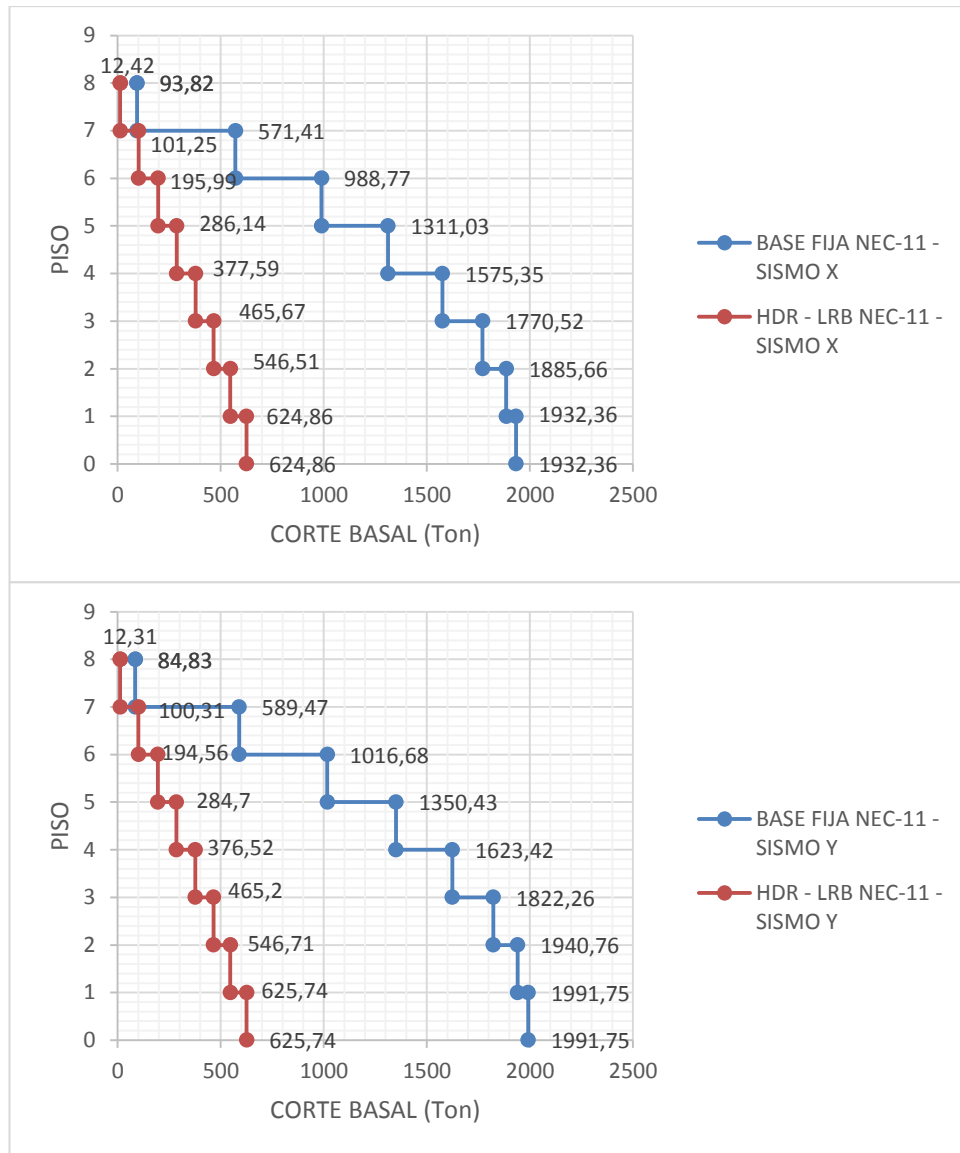


Fig. 8.14 Respuesta del comportamiento de los esfuerzos de corte para el Edificio Hospitalización 2 Aislado y Base Fija.

En la tabla 8.10 y figura 8.14 en el último punto queda comprobada la efectividad de la estructura aislada ya que del cortante basal se tiene factores de reducción de 3,09 a 7,55 en dirección en X y 3,28 a 6,89 en dirección en Y, viendo así una reducción de corte basal del 67,66% en dirección X, y 68,58% en dirección Y, de esta manera se reduce de gran manera el esfuerzo de corte.

8.2 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA

Se presenta el diseño del edificio Hospitalización 2 implementado con un sistema de aislación, específicamente el sistema conformado por aisladores LRB+HDR que fue el escogido anteriormente. Para realizar el diseño se utiliza las combinaciones de carga que nos presenta la norma ACI 318-08 de acuerdo a las especificaciones de la NEC11, la cual entrega las disposiciones para el diseño sísmico de edificios que cuenten con aislación sísmica.

Algunas de las consideraciones necesarias para realizar el diseño ya se encuentran mencionadas tanto en la sección en donde se eligió el sistema aislante como donde se realizó la comparación de comportamiento entre la estructura aislada y convencional, aunque algunas normativas tienen consideraciones para las estructuras con aislación basal como la reducción del espectro de respuesta, en este caso mantendremos el espectro original, debido al nivel de incertidumbre que se incluiría en el diseño por parámetros que no se ajustan a la realidad del Ecuador.

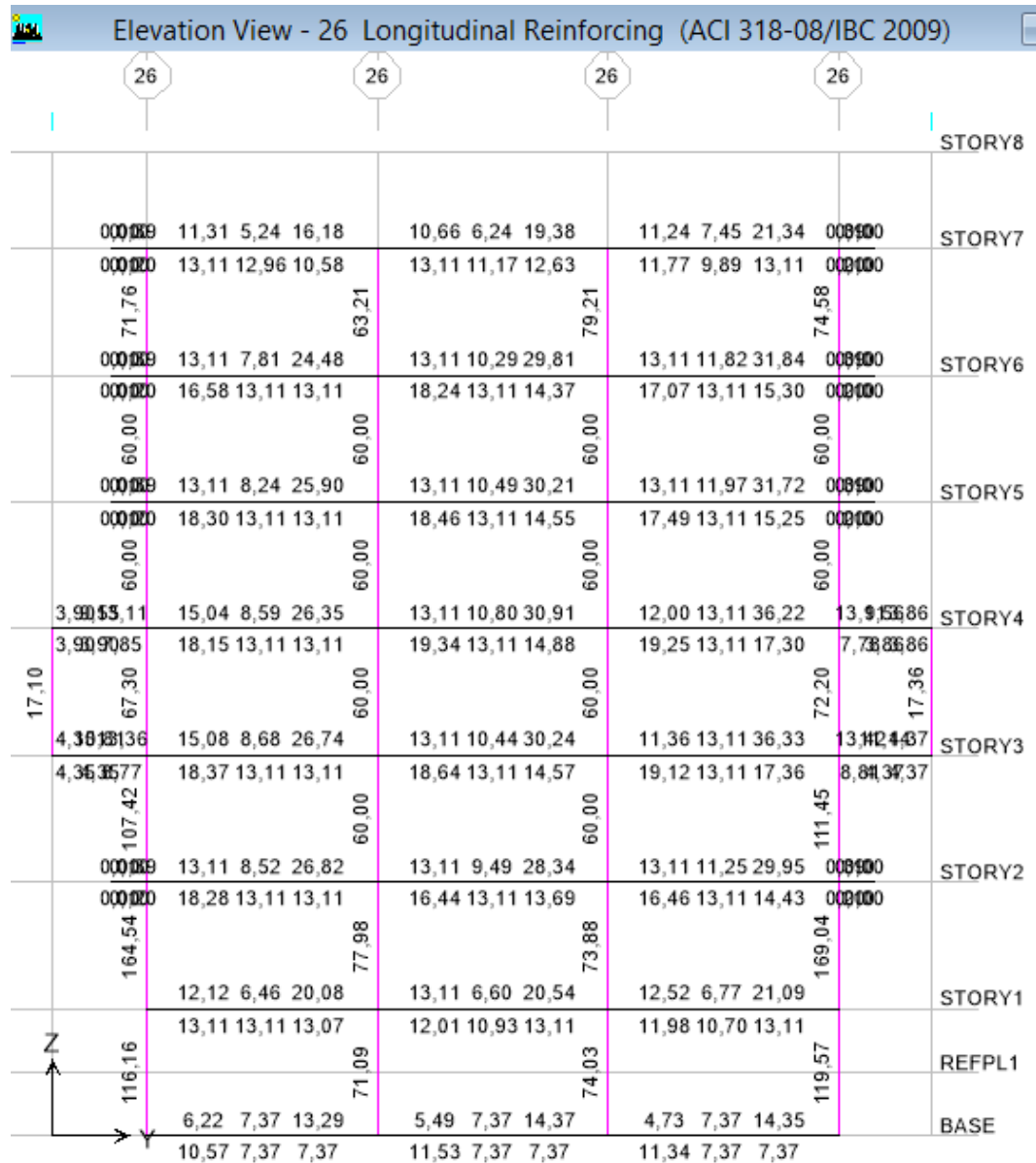


Fig. 8.16 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 26 – Hospitalización 2- (LRB+HDR)

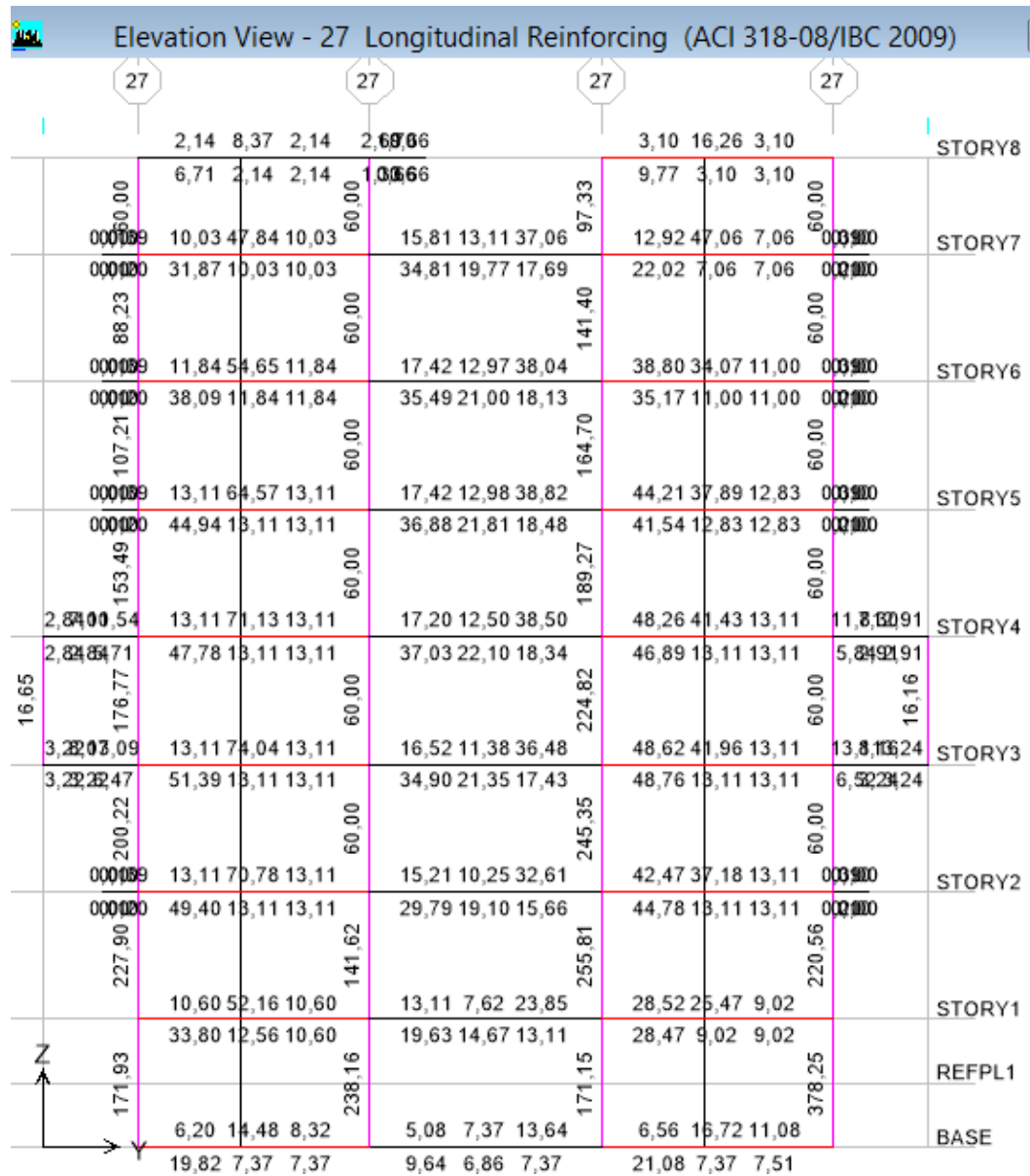


Fig. 8.17 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 27 – Hospitalización 2- (LRB+HDR)

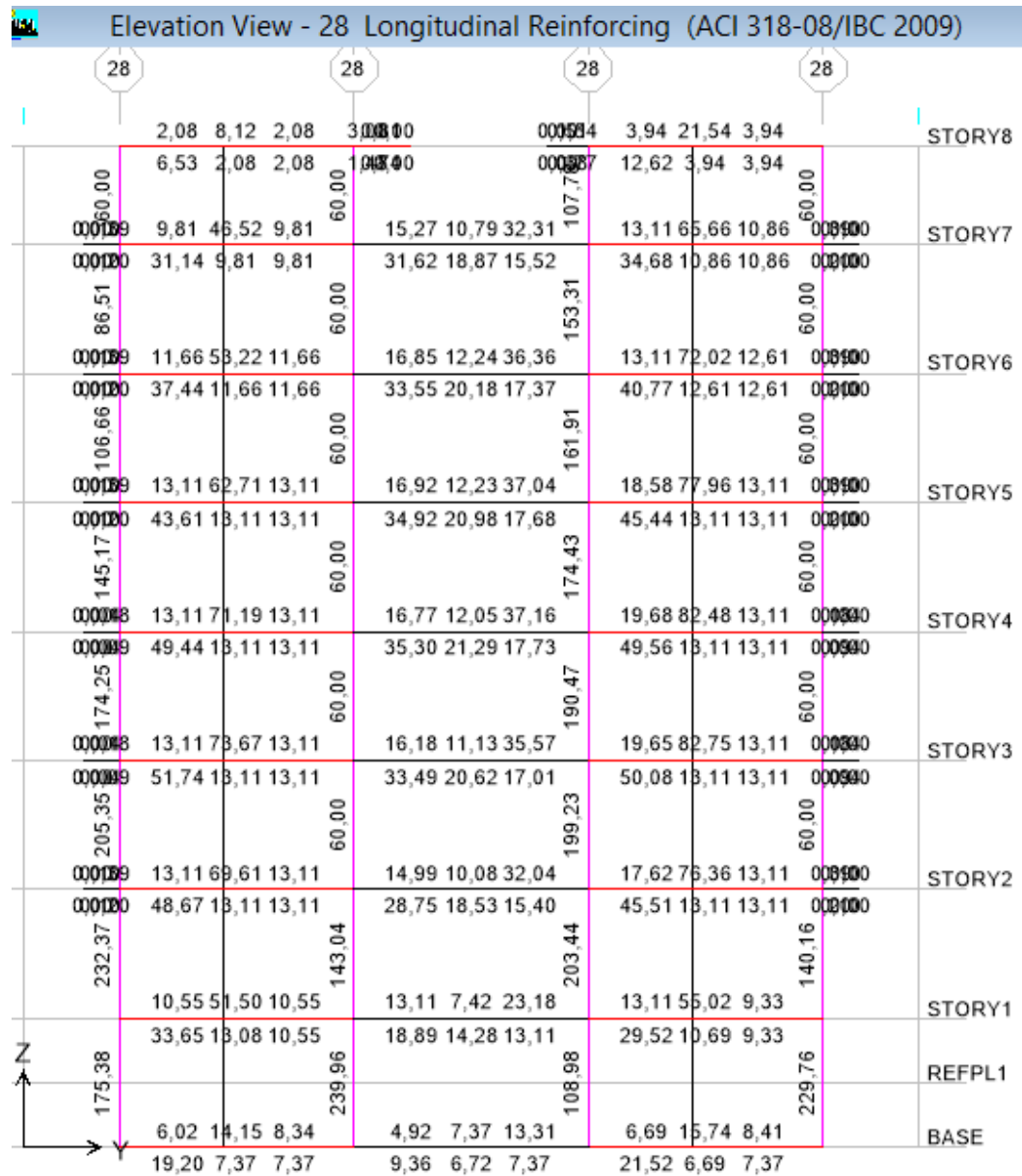


Fig. 8.18 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 28 – Hospitalización 2- (LRB+HDR)

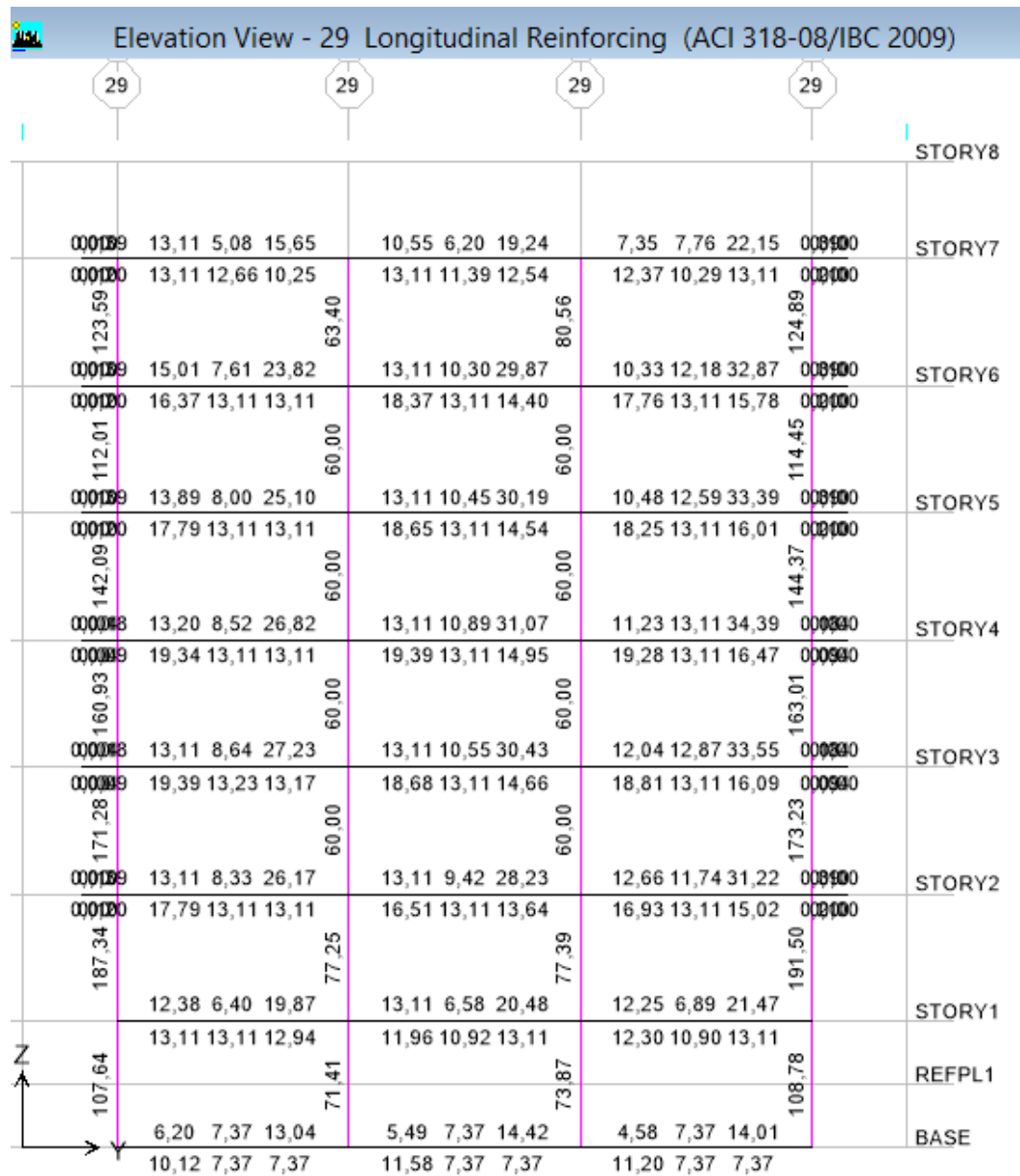


Fig. 8.19 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 29 – Hospitalización 2- (LRB+HDR)

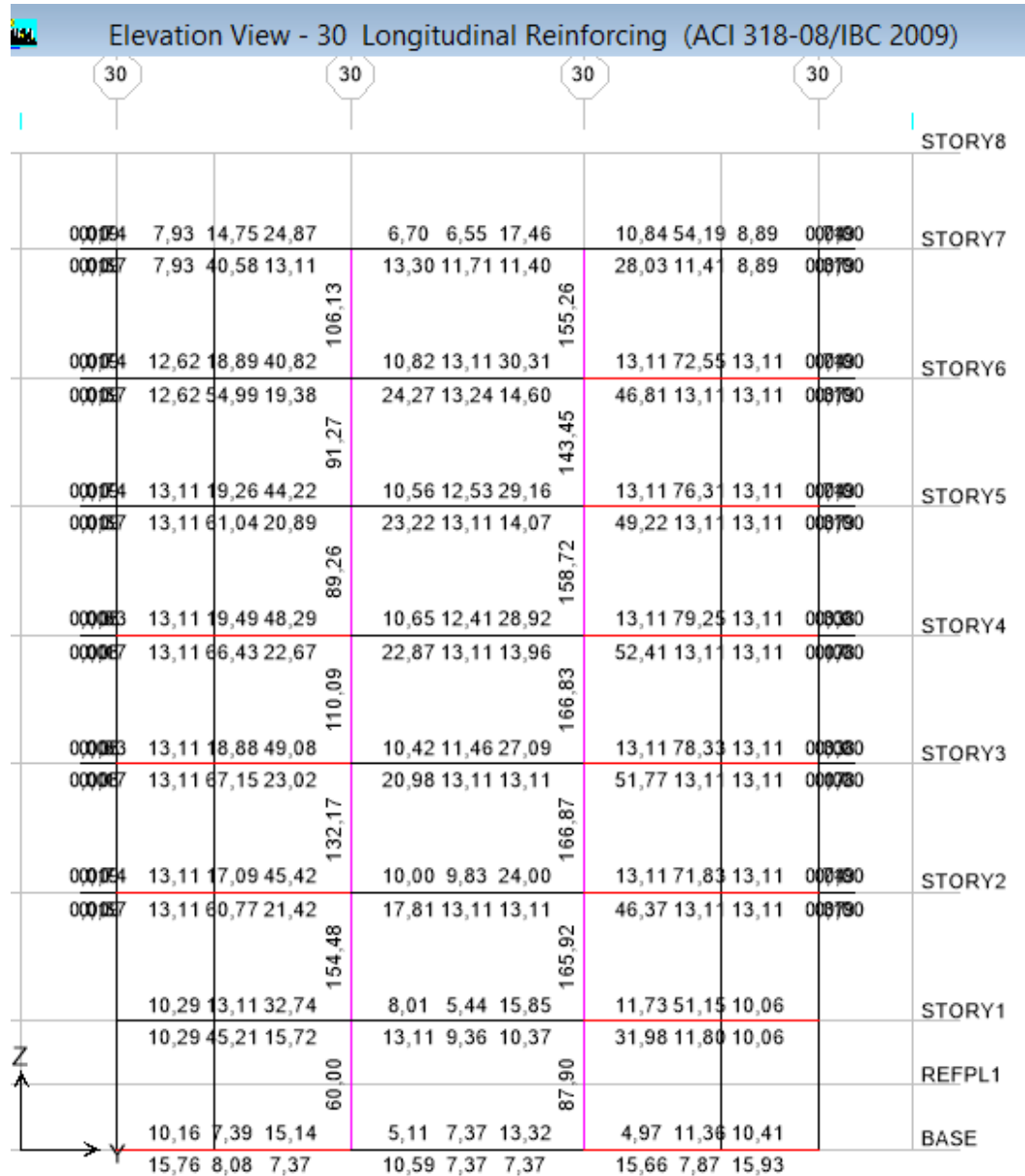


Fig. 8.20 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico 30- Hospitalización 2- (LRB+HDR)

Eje X

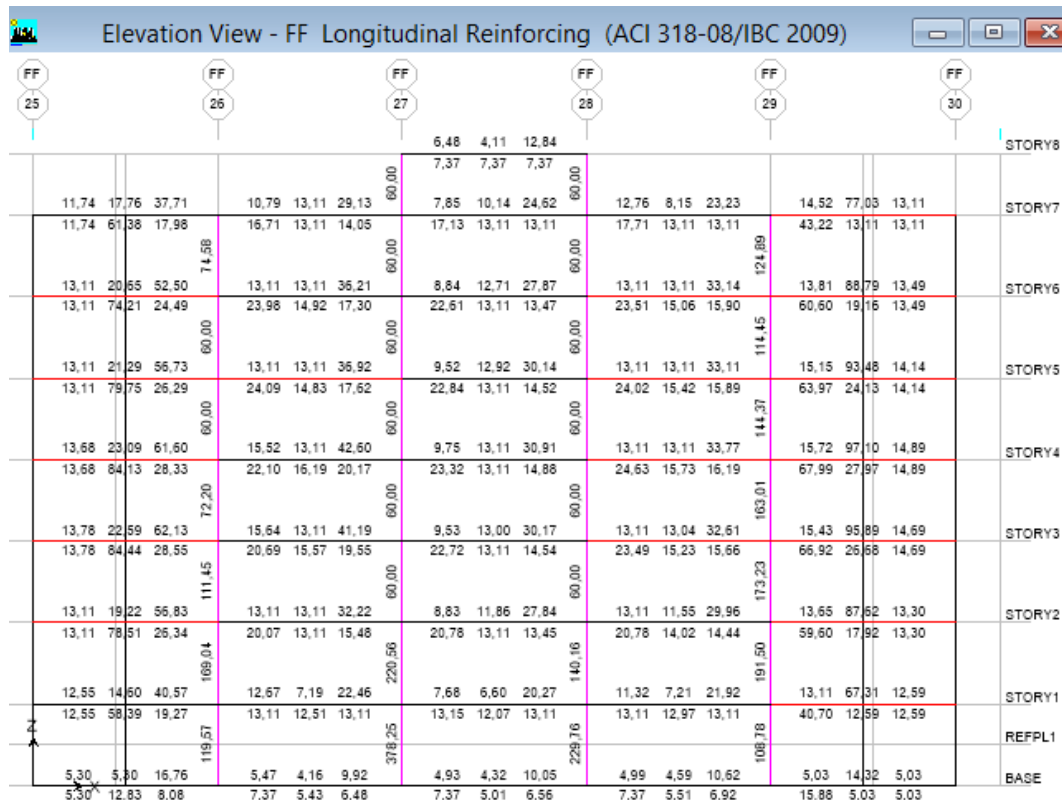


Fig. 8.21 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico FF – Hospitalización 2- (LRB+HDR)

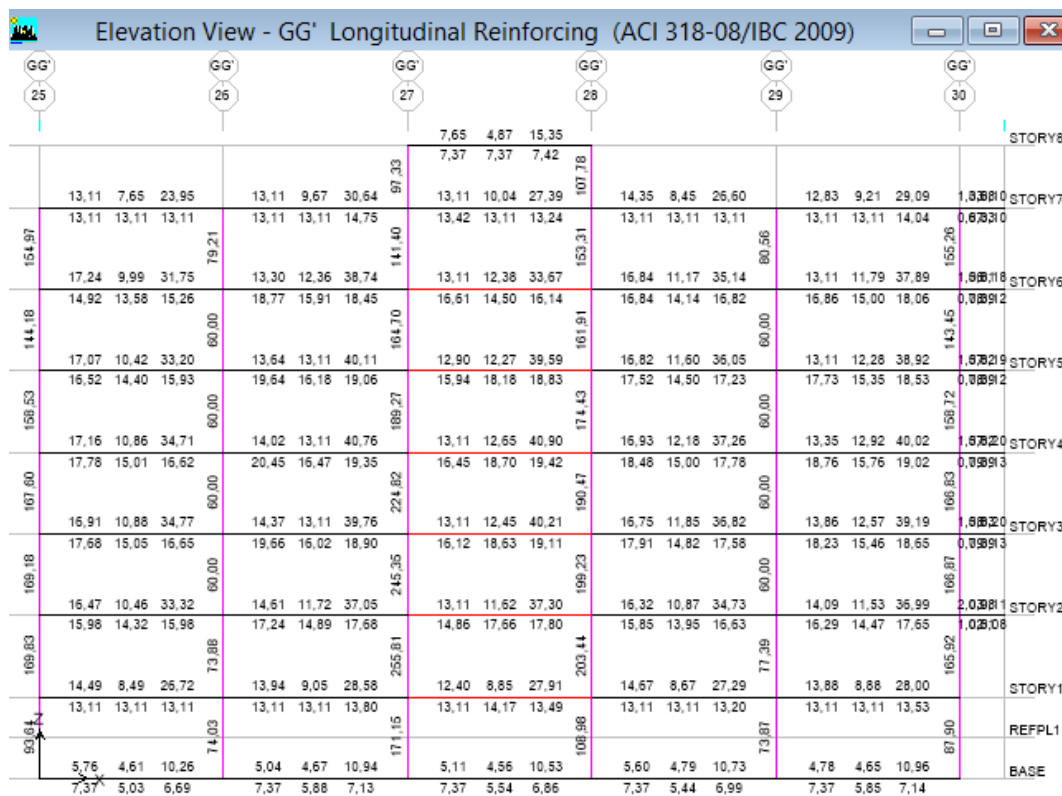


Fig. 8.22 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico GG – Hospitalización 2- (LRB+HDR)

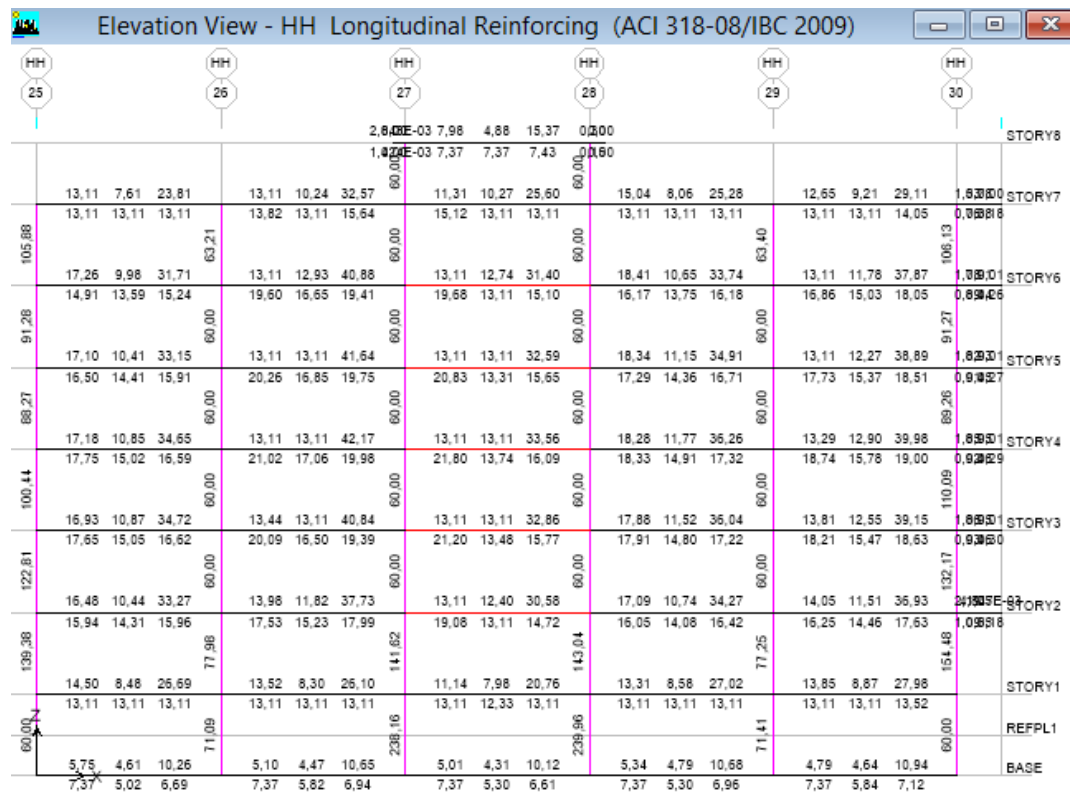


Fig. 8.23 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico HH – Hospitalización 2- (LRB+HDR)

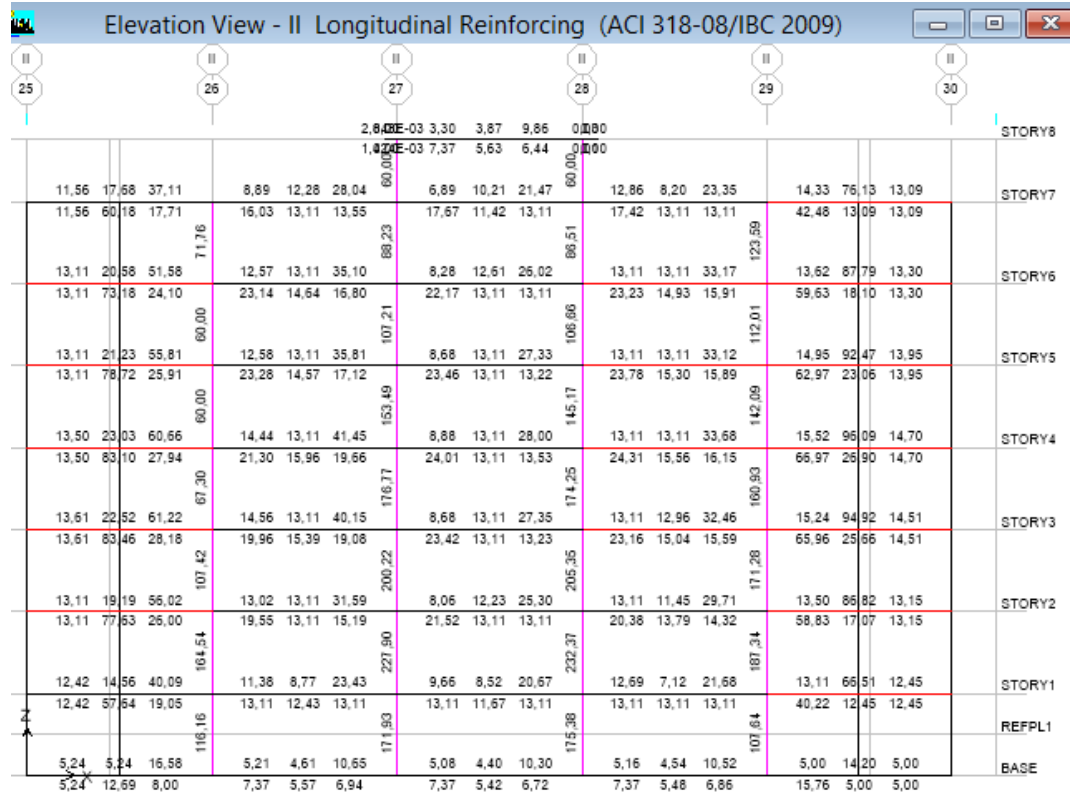


Fig. 8.24 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico II – Hospitalización 2- (LRB+HDR)

8.3 ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO AISLADO CON EL DISEÑO CONVENCIONAL

En esta sección se analizará detenidamente cual es la variación de la armadura por flexión y corte que presenta la estructura en los modelos Aislado LRB+HDR vs Análisis Dinámico NEC-11; antes de proseguir con el análisis y para que sea más dinámico e ilustrativo, se presentan figuras de los pórticos críticos de diseño donde constan los diseños aislado y convencional NEC-11 en forma paralela.

HOSPITALIZACIÓN 2

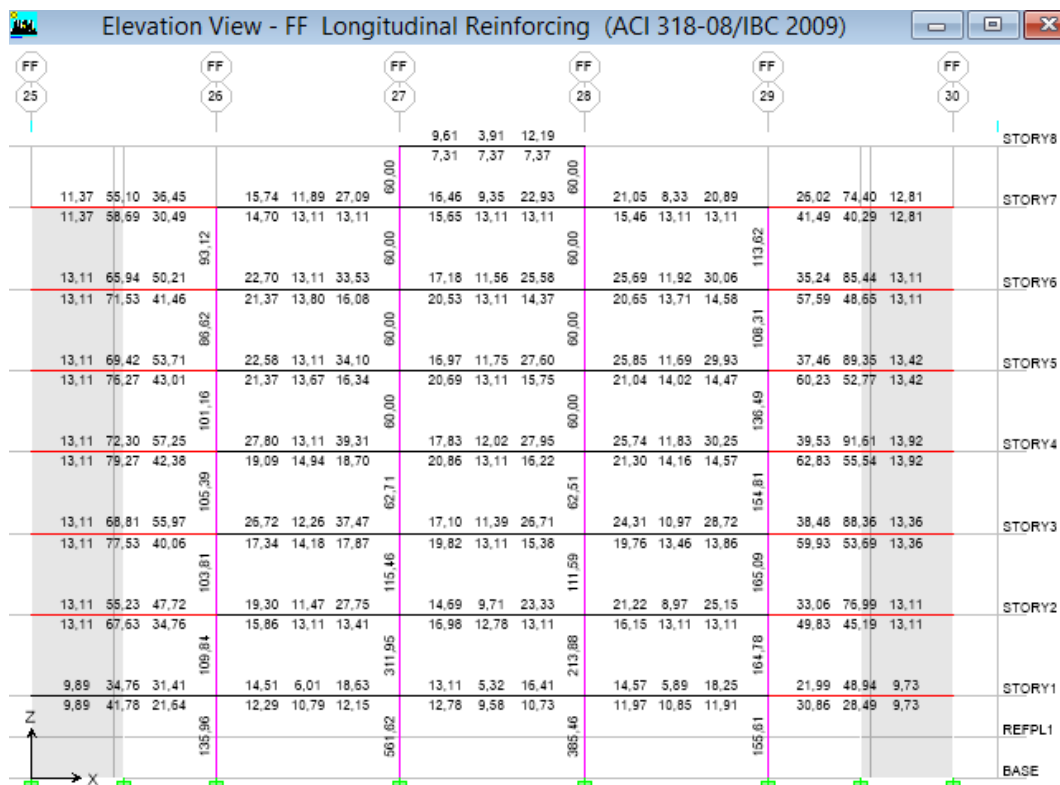


Fig. 6.102 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico FF – Hospitalización 2- (NEC-11)

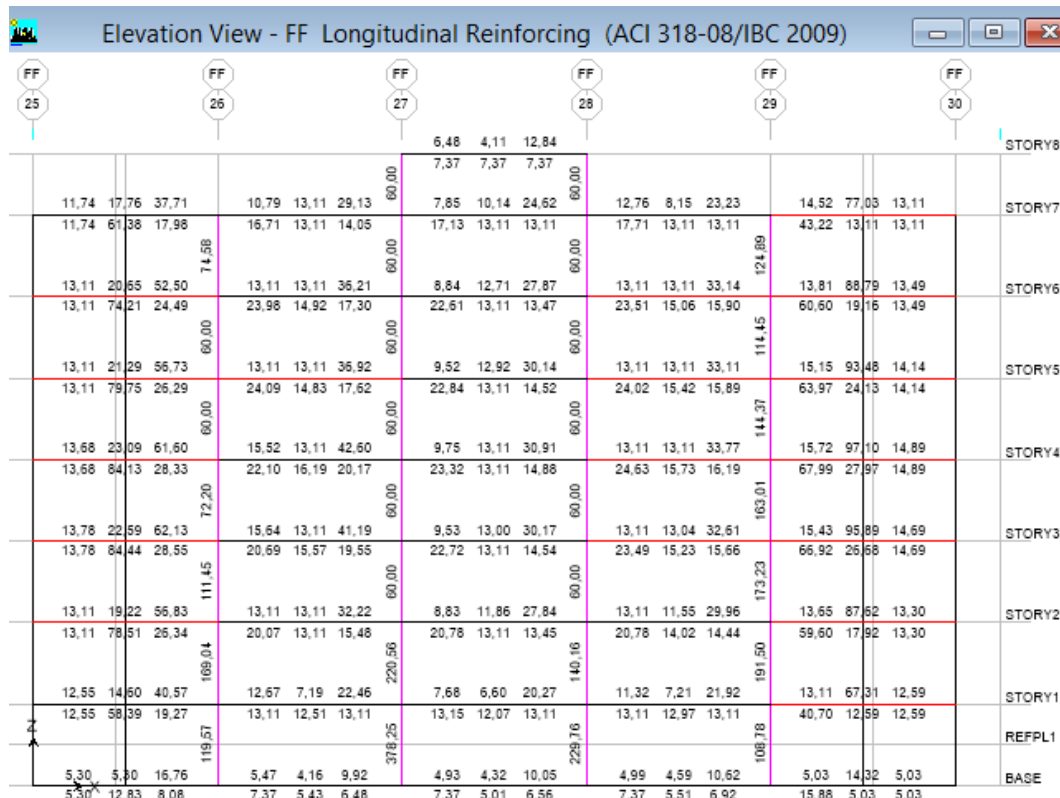


Fig. 8.25 Acero en Vigas y Columnas en el Pórtico FF – Hospitalización 2- (LRB+HDR)

Analizaremos el Pórtico FF crítico del Edificio de Hospitalización 2; en la cantidad de acero en las columnas en todo el pórtico FF en la columna crítica hay una disminución del 43% a 67% de acero en la estructura aislada. Se debe tener ciertas consideraciones y precauciones con los elementos anexos al sistema de aislación, una especial atención deben tener las conexiones flexibles, las cuales se deben implementar con un tramo adicional, que sea igual o superior al desplazamiento establecido para el sismo máximo posible. La segunda que para optimizar mejor las secciones de hormigón en el modelo aislado HDR+LRB es necesario reducirlas, pero que por ser de los primeros modelos que se han realizado con este sistema, se debe proceder con prudencia y de ser posible respaldarse en modelos físicos del comportamiento de los aisladores, para un mejor y adecuado diseño de estructuras con aislación basal.

CAPITULO IX

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 CONCLUSIONES

- ✓ El resultado de la comparación entre la CEC2002 y NEC-11 en el Cortante Basal de diseño cambia ya que en la NEC-11 es más detallado para el cálculo incrementando tablas de selección y de zonificación para una mejor aplicación del coeficiente de aceleración espectral, en donde presenta un espectro sísmico elástico de aceleraciones con diferencias representativas respecto al espectro del CEC2002.
- ✓ Otro de los cambios entre la NEC-11 y CEC-2002 es el factor de reducción estructural, en la NEC-11 los coeficientes se reducen respecto al CEC-2002, siendo más estricto la NEC-11 permitiendo que existan incrementos de secciones, y aumento de aceros en las estructuras.
- ✓ El periodo fundamental de vibración de la edificaciones estudiadas, se reduce utilizando la NEC-11 respecto del CEC-2002, esto se debe al cambio de valores en la ecuación que proporciona la norma; el cambio en el periodo de vibración repercute en el cálculo del coeficiente del cortante basal, siendo estos dos parámetros inversamente proporcionales; se conoce además que: a mayor fuerza cortante, mayores solicitaciones y esfuerzos en la estructura.
- ✓ Un resultado importante del análisis de las estructuras de los edificios Hospitalización, Escaleras de Emergencia, Centro Quirúrgico, Obstetricia convencionales fue su período principal ya que nos indica que todas las estructuras se pueden considerar rígidas, teniendo en cuenta que las estructuras más rígidas son las edificaciones bajas para nuestro caso la Estructuras de las edificaciones C. Quirúrgico y Obstetricia. Esta condición combinado con la búsqueda de un mejor

comportamiento de las estructuras de nuestras edificaciones, escogimos Hospitalización por su complejidad. Se analizaron dos posibles sistemas, (a) conformados por aisladores HDR, (b) un sistema mixto de aisladores LRB y HDR, por su buen comportamiento en otros países

- ✓ En las Estructuras en estudio las edificaciones: Hospitalización, Escaleras de Emergencia, Obstetricia, C. Quirúrgico, el coeficiente basal calculado y comparado entre el CEC2002 y NEC-11, 1,65 y 2,57 a favor de la NEC-11 esto se debe al factor de reducción de respuesta estructural R.
- ✓ El Edificio Hospitalización 2 tiene el valor más elevado de Cortante Basal debido a su mayor altura y peso, por lo tanto lleva muros estructurales en ambas direcciones dando estabilidad a la estructura para contra restar estos esfuerzos.
- ✓ Los resultados del análisis modal y diseño de los edificios Hospitalización, Escalera de Emergencia, Obstetricia, C. Quirúrgico: aplicando el código CEC- 2002 y norma NEC-11 con sus respectivos espectros y el código ACI 318-08 fueron satisfactorios. Existió un buen desempeño de todas las estructuras en estudio, cumpliendo con las disposiciones de cortante basal y presentando valores de: desplazamientos relativos (derivas), participación modal y efectos delta dentro de los rangos establecidos como aceptables, todo esto bajo el marco conceptual y la filosofía de diseño del análisis de estructuras convencionales, establecida en CEC-2002 y NEC-11.
- ✓ Comparando las áreas de acero, en todos los, edificios altos: el acero sube entre 50% a 80% en columnas cuadradas y rectangulares y en casos especiales (Escalera Emergencia Hospitalización2 y columnas críticas) hasta tres veces más que con el Código Ecuatoriano de la Construcción 2002, en Edificios Bajos: el área que sube con relación al código Ecuatoriano de la Construcción sube entre 20% a 50% con respecto a la NEC-11; En lo que corresponde a cuantías con las

secciones planteadas en los modelos con el CEC-2002 tienen cuantías del 1% a 1.8% en cambio con la NEC-11 las cuantías suben a 2% y 3% como máximo; dando en algunos casos congestionamiento de varillas, por lo que es necesario aumentar un 20% el área bruta de sección transversal de las columnas y vigas.

- ✓ Existe también una diferencia significativa en la filosofía de diseño entre la NEC-11 y la NCH-2745, la misma que se enfoca en la diferencia que plantea la NCH-2745 al establecer que bajo los efectos de un sismo severo, en la estructura aislada no debe dañarse los elementos estructurales y conservarse los elementos no estructurales, es decir preservar la vida humana y reducción del daño de la edificación.
- ✓ La NCH-2745 plantea además un sismo máximo posible, que se define como la probabilidad de excedencia del 10% en un periodo de 100 años, mientras que en los otros códigos es en 50 años.
- ✓ Para el diseño de los aisladores implementados en todas las estructuras, se eligió un periodo objetivo de $T=2$ segundos; valor que asegura buenos niveles de respuesta, porque aleja a la estructura de las zonas de mayor energía sísmica en el Ecuador. A cada estructura se le asignó el número de aisladores correspondientes al número de columnas, más los adecuados por cada muro de estructural.
- ✓ El diseño de los aisladores Elastomérico se lo realiza con las reacciones máximas y mínimas de la columna más solicitada, y su comprobación debe hacerse con las reacciones (máxima y mínima) de la columna menos solicitada, en cualquiera de los edificios estudiados.
- ✓ En el diseño de aisladores elastómeros, lo más adecuado es partir con el mayor espesor de la lámina de neopreno, para obtener la mayor deformación al corte posible.

- ✓ Se implementa un proceso iterativo de diseño para cada sistema de aislación en estudio, con el que se define las características mecánicas y geométricas de los dispositivos, verificando niveles de seguridad adecuados. El resultado del diseño fue satisfactorio ya que se obtuvieron dimensiones adecuadas y factibles de realizar, y con propiedades de los elastómeros y de los elementos friccionales disponibles en el mercado.
- ✓ Para los sistemas HDR y el sistema mixto (conjunto de aisladores LRB+HDR) se obtuvieron resultados satisfactorios, para los edificios Hospitalización, Escaleras de Emergencia, C. Quirúrgico, Obstetricia.
- ✓ En el Diseño de los aisladores, el edificio Escalera de emergencia de hospitalización nos dieron casos particulares ya que por su gran esbeltez y su peso de la estructura generaba pandeo al aislador: para el Caso HDR en el proceso interactivo se cambió el diámetro del aislador, aumentando del requerido para que nos cumpla el factor de seguridad de la carga Crítica capaz de provocar pandeo del aislador. Para el Caso HDR+LRB, no fue suficiente cambiando el diámetro exterior de aislador sino que sin cambiar el diámetro del aislador se bajaron los espesores tanto como del elastómero y las placas de acero nos cumplieron todos los factores de seguridad y dándonos una rigidez de Pos-fluencia mínima.
- ✓ En el edificio Escalera de Emergencia el diseño de los aisladores HDR y HDR-LBR se limita por la carga máxima de pandeo, es decir que a mayor altura del elastómero incrementa la vulnerabilidad al pandeo de los edificios.
- ✓ El periodo que tiene el edificio Hospitalización con el sistema de aislación incorporado es el esperado, para el sistema HDR y el mixto: $T=2,20$ y $2,31$ segundos respectivamente con el que es muy cercano al propuesto inicialmente de 2 segundos, siendo los tres primeros modos muy cercanos entre sí, en los cuales predominan dos traslación y uno torsional.

- ✓ Los resultados para la estructura Hospitalización 2 aislada, el sistema de aislación que mejor se comporta frente a los diferentes parámetros de análisis en deformaciones relativas, corte basal, derivas de piso, aceleraciones espectrales es el sistema de Aislación Mixto conformado por aisladores HDR+LRB.
- ✓ En los resultados de la comparación de la estructura de Hospitalización 2 en sistema convencional como en sistema aislado, se observa que en la estructura aislada exista mayor desplazamiento en la interfaz de aislación manteniendo a la superestructura en los pisos superiores con pocas distorsiones como si fuera un bloque, en el sistema convencional no se aprecia ese desplazamiento en la base, se aprecia que los desplazamientos de los diferentes niveles se van amplificando conforme aumenta la altura.
- ✓ El desplazamiento crítico de la estructura aislada del edificio Hospitalización 2 es de 1,93 cm. en la dirección X y de 1.78 cm. en la dirección Y, en cambio para la estructura no aislada o sistema convencional estos mismos valores son de 6.71 cm. y 6,31 cm. respectivamente lo que significa una reducción del orden del 72 % para cada caso.
- ✓ En el Sistema Aislado de la estructura del Edificio Hospitalización 2, las derivas se pueden apreciar numéricamente los valores de reducción que se obtienen en referencia al sistema de base fija o convencional. Aplicando lo anterior tenemos que en la dirección X se tiene que el factor de reducción mayor llega a un valor a 4,36 y el menor valor de reducción es de 2,0; en la dirección Y el mayor valor de reducción es de 4,125 y el menor es desfavorable tomando el valor de 2,042.
- ✓ En el Edificio Hospitalización las aceleraciones de la estructura aislada en las dos direcciones son bastante similares con valores máximos cercanos a los 0.078g (en el último nivel); se considera que

un valor característico para los factores de reducción de las aceleraciones es de 7,92 tanto en la dirección X y 6,99 Y, es decir que se reducen en al menos 7,92 en X y 6,99 en Y veces las aceleraciones en la estructura aislada. Por lo q se determina una reducción de los daños de la estructura misma y principalmente de los equipos y contenidos, además el hecho de que la distribución de las aceleraciones en altura resulte casi uniforme favorece la reducción de los momentos volcantes en especial de los pisos bajos.

- ✓ El edificio Hospitalización 2 en el análisis de la estructura aislada reduce notablemente el corte basal total, de hecho la estructura de base fija presenta valores de 1.932,36 ton en la dirección X y de 1.991,75 ton en la dirección Y, versus la estructura aislada con 624,86 ton y 625,74 ton respectivamente, que significa una reducción del orden de 67,66 % y 68,58 % respectivamente, el sistema de aislación es mucho más ventajosa que su similar de base fija desde el punto de vista de los esfuerzos de corte, ya que se produce una importante reducción de este parámetro, lo cual ocurre tanto con el corte basal total, como con los esfuerzos de corte en cada nivel del edificio en las dos direcciones de análisis como se puede apreciar claramente. Minimizando los daños de la estructura misma, de sus contenidos y se mantiene la serviciabilidad post-sismo.
- ✓ La estructura Aislada la cantidad de acero en las columnas en todo el pórtico FF en la columna crítica hay una disminución del 43% - 67% de acero en la estructura.
- ✓ Para optimizar mejor las secciones de hormigón en el modelo aislado HDR+LRB es necesario reducirlas, pero que por ser de los primeros modelos que se han realizado con este sistema, se debe proceder con prudencia y de ser posible respaldarse en modelos físicos del comportamiento de los aisladores, para un mejor y adecuado diseño de estructuras con aislación basal.

- ✓ Al implementar un sistema de aislación sísmica en una estructura, en este caso particular el edificio Hospitalización, se logra un comportamiento estructural muy superior respecto a su versión convencional con altos niveles de seguridad y protección sísmica tanto de la estructura como de los contenidos, y que es capaz de cumplir sin problemas con objetivos de desempeño como los establecidos en la NCh 2745 que exceden ampliamente los tradicionales y además económicamente representa una opción totalmente competitiva, que bajo la mirada de la inversión inmediata el edificio aislado significa un leve aumento, pero al considerar efectos de largo plazo resulta ser considerablemente menor, significando ventajas que respaldan la opción del Hospitalización aislado.

9.2 RECOMENDACIONES

- ✓ Para una estructura se debe verificar el período fundamental de la estructura convencional, ya que no convendría aislar una estructura que tenga períodos de vibración mayores a 1.0 segundo aproximadamente.
- ✓ Tener un especial cuidado en la participación modal de las estructuras ya que de ésta depende el éxito de su vibración. Las derivas de piso y demás requerimientos estructurales deben cumplirse con holgura para un mejor desempeño de los edificios y las estructuras en general.
- ✓ Con un periodo de vibración para estructuras aisladas que este en el intervalo de 2 a 3 segundos podemos obtener buenos resultados de respuesta sísmica esto es, cortantes basales menores, derivas de piso sobre el nivel de aislación bajas, aceleraciones bajas y diseños más simplificados.
- ✓ Si las cuantías de acero de refuerzo se obtienen mayores a 2.5% es recomendable aumentar la sección de hormigón para no generar congestionamiento de varillas.

- ✓ Se debe tener ciertas consideraciones y precauciones con los elementos anexos al sistema de aislación, una especial atención deben tener las conexiones flexibles, las cuales se deben implementar con un tramo adicional, que sea igual o superior al desplazamiento establecido para el sismo máximo posible
- ✓ Se recomienda en lo posible implementar sistemas de aislación a estructuras de tipo esenciales ya que con este sistema es altamente probable la funcionalidad del 100% de la estructura después de un sismo severo. Cabe mencionar que estos modelos son computacionales e indudablemente el realizar modelos físicos en laboratorio nos garantizaría comportamiento y efectividad más real de los mismos.

BIBLIOGRAFIA

Tesis, Libros, Publicaciones:

- ❖ AGUIAR R. Análisis Sísmico de Edificios. Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica Nacional. Quito Ecuador, 2008
- ❖ R. AGUIAR, J.L. ALMAZAN, P. DECHENT, V. SUAREZ, Aisladores de Base Elastomérico y FPS, Centro de Investigaciones Científicas ESPE, Quito- Ecuador, 2008
- ❖ ROBERTO AGUIAR FALCONI, MARCO AUQUI, NELSON GARZON, Aisladores de Base Elastomérico con Perno Macizo, IV Congreso Internacional, Ingeniería Estructural Sísmica y Puentes, Artículo 2010
- ❖ ROBERTO AGUIAR FALCONI, MARCO AUQUI, NELSON GARZON, FRANCISCO NAVAS, Primeras Experiencias de Aisladores Elastomérico producidos en el Ecuador, Revista Ciencia Vol. 13, 2010
- ❖ AGUIAR, BRAVO, ROMO; “Alternativas de Modelamiento de Estructuras con Aisladores Sísmicos Mediante SAP”; Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejercito. Quito Ecuador 2008.
- ❖ MEZA Roger - SANCHES Edgar, “Guía de diseño sísmico de aisladores Elastomérico y de fricción para la republica de Nicaragua”, Managua- Nicaragua, 2010 Universidad Nacional de Ingeniería.
- ❖ R. AGUIAR, Evaluación rápida de la deriva máxima de Piso para calcular la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras, CIENCI_ESPE
- ❖ CAMARA DE LA CONSTRUCCION DE GUAYAQUIL, “Proceso Constructivo del Puente Bahía- San Vicente”; CPR Asociados C. Limitada.
- ❖ PATRICIO QUINTANA, Uso de Aisladores Sísmicos en Edificios en Chile: Un Caso de Estudio, Universidad Técnica de Catalunya, 2011

- ❖ JORGE GUILLEN, Tendencias en la Construcción Sismo resistente para Edificios en Hormigón Armado, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2012.
- ❖ JAIME ARRIAGADA, “Aislación sísmica de un edificio de oficina de siete pisos (Análisis comparativo de comportamiento y costo con un edificio tradicional)”, Universidad Austral de Chile, Valdivia-Chile, 2005.
- ❖ JOSE ROBERTO GUERRERO MELO, Reducción De La Demanda Sísmica A porticadas Empleando Aisladores De Base, Bucaramanga ,Universidad Industrial Santander, 2011
- ❖ ANDRES PAREDES , Modelado y análisis de edificaciones históricas de tipo colonial con incorporación de asilamientos sísmicos; aplicación a las edificaciones de la dirección –Nacional de Fe y Alegría, Quito-Ecuador 2012
- ❖ CANDO, MONRROY, PUERRES, ORTEGA. Aislación Sísmica De Un Edificio, Quito-Ecuador, Universidad Central, 2011
- ❖ FACULTAD DE INGENIERIA, CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA, Guía de Elaboración del Proyecto del Trabajo de Graduación, Universidad Central del Ecuador, 2008

Normas y Código:

- ❖ NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, NEC, Ministerio de desarrollo urbano y vivienda, Quito-Ecuador, 2011, Capitulo 1- Cargas y Materiales.
- ❖ NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, NEC, Ministerio de desarrollo urbano y vivienda, Quito-Ecuador, 2011, Capitulo 1- Cargas y Materiales. Capítulo 2- Peligro sísmico y requisitos para el diseño sismo resistente.
- ❖ CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN, CEC, Ministerio de desarrollo urbano y vivienda, Quito-Ecuador, 2000,
- ❖ NORMA CHILENA, Instituto Nacional de Normalización, Santiago – Chile, 2003, NCH-433, Diseño sísmico de edificios.
- ❖ NORMA CHILENA, Instituto Nacional de Normalización, Santiago – Chile, 2003, NCH-2745, Análisis y Diseño de edificios con aislación sísmica requisitos.